

MANUALI
SCIENZE TECNOLOGICHE

- 5 -

RICCARDO GULLI

Struttura e Costruzione
Structure and Construction

Nuova edizione rivista e ampliata
Revised and Expanded Edition

Firenze University Press
2012

Struttura e Costruzione : Structure and Costruction :
nuova edizione / Riccardo Gulli. – Firenze : Firenze
University Press, 2012.
(Manuali. Scienze tecnologiche ; 5)

<http://digital.casalini.it/9788866551010>

ISBN 978-88-6655-101-0 (online)
ISBN 978-88-6655-098-3 (print)

721 (ed. 20)
Architettura - Tecnica

Traduzione di Leanne Young

Certificazione scientifica delle Opere

Tutti i volumi pubblicati sono soggetti ad un processo di referaggio esterno di cui sono responsabili il Consiglio editoriale della FUP e i Consigli scientifici delle singole collane. Le opere pubblicate nel catalogo della FUP sono valutate e approvate dal Consiglio editoriale della casa editrice. Per una descrizione più analitica del processo di referaggio si rimanda ai documenti ufficiali pubblicati sul sito-catalogo della casa editrice (<http://www.fupress.com>).

Consiglio editoriale Firenze University Press

G. Nigro (Coordinatore), M.T. Bartoli, M. Boddi, F. Cambi, R. Casalbuoni, C. Ciappei, R. Del Punta, A. Dolfi, V. Fargion, S. Ferrone, M. Garzaniti, P. Guarnieri, G. Mari, M. Marini, M. Verga, A. Zorzi.

© 2012 Firenze University Press
Università degli Studi di Firenze
Firenze University Press
Borgo Albizi, 28
50122 Firenze, Italy
<http://www.fupress.com/>
Printed in Italy

Indice / Index

| | |
|---|-----|
| Prefazione | 1 |
| Capitolo 1. Continuità strutturale | 3 |
| Capitolo 2. Arco e trave curva | 7 |
| Capitolo 3. Cupole e gusci sottili | 9 |
| Capitolo 4. Stabilità, resistenza, rigidezza | 13 |
| Capitolo 5. Strutture inflesse | 17 |
| Capitolo 6. Struttura e costruzione | 21 |
| Capitolo 7. Strutture miste | 25 |
| Capitolo 8. Ottimizzazione strutturale | 29 |
| Capitolo 9. Miglioramento strutturale | 33 |
| Capitolo 10. Struttura, involucro | 39 |
| Capitolo 11. Efficacia, efficienza | 43 |
| | |
| ILLUSTRAZIONI/PICTURES | 53 |
| | |
| <i>Preface</i> | 169 |
| <i>Chapter 1. Structural continuity</i> | 171 |
| <i>Chapter 2. The arch and the curved beam</i> | 173 |
| <i>Chapter 3. Domes and thin-shell structures</i> | 175 |
| <i>Chapter 4. Stability, strength, rigidity</i> | 179 |
| <i>Chapter 5. Inflexed structures</i> | 183 |
| <i>Chapter 6. Structure and construction</i> | 187 |
| <i>Chapter 7. Mixed structures</i> | 191 |
| <i>Chapter 8. Structural optimization</i> | 195 |
| <i>Chapter 9. Structural improvement</i> | 199 |
| <i>Chapter 10. Structure, envelope</i> | 205 |
| <i>Chapter 11. Effectiveness, efficiency</i> | 209 |
| Riferimenti bibliografici essenziali / <i>Essential bibliographical reference</i> | 217 |

Prefazione

Il presente contributo si propone come ausilio per l'insegnamento dell'Architettura Tecnica nei corsi di laurea in Ingegneria Civile ed Edile. Una finalità che prende le mosse da alcuni presupposti fondativi, sia di carattere metodologico sia in ordine ai contenuti formativi. L'organizzazione didattica in moduli di durata trimestrale - prevista dal nuovo ordinamento degli studi universitari - ha indotto ad operare una revisione dei programmi articolandoli secondo una selezione mirata di argomenti, nell'impossibilità accertata di affrontare in forma esaustiva tutte le problematiche che attengono al campo della teoria e della pratica della costruzione all'interno di un unico corso. Tale aspetto si correla anche all'esigenza, propria degli insegnamenti di base, di assegnare specifica attenzione alla definizione dei criteri e dei principi teorici quali strumenti propedeutici su cui fondare la successiva trattazione delle scelte progettuali e delle soluzioni tecniche di intervento.

Secondo questa impostazione il tema posto, *Struttura e Costruzione*, rappresenta la matrice e il filo conduttore delle argomentazioni trattate nelle lezioni del corso; inteso come lettura complementare ed integrativa, tale contributo indaga alcuni aspetti del variegato rapporto che lega i principi di funzionamento di una struttura alla sua traduzione in forma costruita, tra le leggi che ne governano la ragione strutturale e le soluzioni tecniche che ne decretano la fattibilità costruttiva. Un tema che si ritiene essenziale per il percorso formativo degli allievi ingegneri, spesso fortemente condizionato da approccio didattico teso a sezionare il sapere sulla costruzione all'interno di circostanziati e indipendenti confini disciplinari.

In particolare, la fede riposta nella formulazione matematica come prioritario strumento capace di fornire - nell'oggettività del metodo scientifico - l'interpretazione meccanica di una struttura, costituisce una delle primarie ragioni della progressiva separazione dei punti di contatto che hanno storicamente contrassegnato la relazione tra Scienza e Tecnica nel campo della ingegneria edile, in nome di un approccio sempre più teso a isolare la componente analitica del calcolo dal dato fisico dell'opera, lo schema statico dalla matrice costruttiva.

Un processo che per contro ha inciso sulla graduale trasformazione del profilo professionale dell'ingegnere contemporaneo, dalla originaria figura di progettista delle soluzioni tecniche a quella di specialista-verificatore delle prestazioni strutturali, talvolta sprovvisto dei necessari strumenti critici propri di un sapere che non si esaurisce e non si risolve solo all'interno di modelli di spiegazione scientifica, ma che richiede necessariamente di essere compreso entro una dimensione culturale più ampia dove vivono, alimentandosi a vicenda, forme diverse di conoscenza, dalla Storia, alla Scienza, alla Tecnica fino alle ragioni ultime dell'Architettura.

Illuminanti e premonitrici appaiono in tal senso le parole coniate da Pierluigi Nervi già negli anni 50' ed indirizzate a evidenziare l'importanza accreditata nell'insegnamento universitario, ad un approccio intuitivo al problema strutturale, in preminenza a quello essenzialmente numerico:

“ (...) La padronanza del fatto statico-costruttivo non può essere il risultato delle sole teorie matematiche che costituiscono l'attuale Scienza delle costruzioni, ma il prodotto di una comprensione fisica del complesso comportamento di una opera edilizia, e nel conseguente superamento e completamento intuitivo dei risultati della teoria” (Pierluigi Nervi, *Costruire correttamente: caratteristiche e possibilità delle strutture cementizie armate*. Hoepli, 1955).

Su questa linea, anche se contrassegnata da esigenze di sintesi e da un diverso contesto disciplinare, si muove l'approccio seguito nel presente lavoro, il cui proposito è inteso a consolidare un orientamento didattico condiviso con gli altri corsi appartenenti al settore dell'Architettura Tecnica della Facoltà di Ingegneria di Bologna.

La riedizione del volume ha mantenuto ferma la struttura originaria del testo ed ha operato un circoscritto ampliamento riguardante i concetti di efficienza ed efficacia applicati al contesto della progettazione e costruzione architettonica. Un tema di stringente attualità soprattutto per le tematiche dell'efficientamento energetico degli edifici, sia di nuova costruzione che esistenti, e che induce a promuovere un approccio aggiornato per far fronte a tali nuove istanze.

In questo senso il presente contributo formula solo alcune considerazioni di metodo al fine di fornire una base conoscitiva utile a comprenderne l'orizzonte problematico.

Capitolo 1

Continuità strutturale

Il disegno che raffigura lo scheletro strutturale della Maison Dom-ino di Le Corbusier (Fig. 1.1) può essere assunto come l'icona di un passaggio epocale nella storia che accompagna lo sviluppo della *Tecnica* nel settore dell'ingegneria delle costruzioni.

Non certo in termini di espressione formale, ma sul piano delle possibilità che tale sistema costruttivo poteva garantire allo sviluppo di nuovi linguaggi architettonici. La piena trasposizione in espressione architettonica si compirà infatti solo più tardi, quando prenderà forma la peculiare stagione delle avanguardie europee degli anni Venti e Trenta del Novecento, a cui si associa il termine di *Movimento Moderno*.

La Ville Savoye a Poissy (1929-31) (Figg. 1.2/1.3/1.4) progettata da Le Corbusier, viene considerata come il manifesto paradigmatico degli assunti teorici su cui si fonda in nuovo indirizzo architettonico: piano pilotis, facciata libera, pianta libera, finestra in lunghezza, tetto giardino. Sotto il profilo tecnico, le soluzioni progettuali adottate, sono essenzialmente riconducibili ad un unico aspetto: la separazione fra *struttura ed involucro*, fra scheletro strutturale e parti di completamento. Le pareti possono essere intagliate senza incorrere nei vincoli posti dalla muratura portante; allo stesso modo la divisione fisica degli spazi non segue l'ordine geometrico segnato dallo scheletro strutturale (Figg 1.5/1.6).

Una separazione che per contro promuove una sempre più marcata specializzazione disciplinare: una figura che si occupa delle ragioni statiche dell'edificio, distinta da quella che ne disegna la forma complessiva. Su questo doppio binario si instradano infatti i successivi sviluppi delle competenze dell'ingegnere, complementari a quelle dell'architetto e progressivamente indirizzate verso la gestione degli aspetti della sicurezza strutturale.

L'avvento della tecnica del calcestruzzo cementizio armato, nell'Europa di fine Ottocento, fornisce un contributo decisivo a tale processo. Lo scatto in avanti, il passaggio decisivo tra la fase pionieristica degli studi sulla possibile combinazione di due materiali diversi, ferro e calcestruzzo, avviene con il brevetto di François Hennebique, nel 1892. Fino ad allora, escludendo il prototipo di barca realizzato nel 1855 da Lambot (Fig. 1.7), gli unici contributi degni di nota sono rintracciabili nella soletta di Joseph Monier (Fig. 1.8), con cui vennero realizzati un serbatoio di acqua (1872) e un ponte pedonale (1875), nelle sperimentazioni condotte negli Stati Uniti da Taddeus Hyatt (1878) (Fig. 1.9) su travi in cemento armato sotto l'azione di sollecitazioni flettenti ed infine da Ernest L. Ransome con il brevetto del 1884 (Figg. 1.10/1.11/1.12/1.13).

Hennebique intuisce le possibilità offerte dal nuovo materiale composito ferro-calcestruzzo e le trasferisce all'interno di un sistema costruttivo innovativo, *capace cioè di eliminare la soluzione di continuità tra struttura in elevazione ed orizzontamento*. In altri termini, uno degli obiettivi perseguiti dai costruttori fino dall'antichità, sintetizzabile nel concetto di *monoliticità struttura-*

le, viene realizzato compiutamente con la continuità del nodo trave-pilastro, dando vita al *telaio iperstatico* (Figg. 1.14/1.15).

Il concetto di iperstaticità è rappresentato dal rapporto fra gradi di libertà di un'asta e quelli vincolari; quando le incognite – le reazioni vincolari – superano in numero le equazioni di equilibrio, la soluzione risulta indeterminata, poiché le reazioni vincolari superano i gradi di libertà. La soluzione del problema chiama in causa un altro fattore, la *determinazione dei valori di deformazione*, caratteristica propria del materiale di cui la struttura è costituita (Figg. 1.16/1.17).

Tutto ciò era già noto agli inizi del XIX secolo, quando viene formulata la *teoria dell'elasticità* come metodo analitico capace di relazionare sforzi e deformazioni nello studio del comportamento dei solidi sotto l'azione dei carichi esterni. Ma il passaggio fondamentale, per il settore dell'ingegneria delle costruzioni, avviene con Hennebique, figura essenziale nel trasporre gli esiti della riflessione scientifica sulla resistenza dei materiali nella realtà fisica della costruzione, dando vita, come detto, ad un procedimento costruttivo innovativo che trasforma radicalmente la tradizionale prassi fondata sull'applicazione del sistema architravato e della costruzione a gravità.

Il sistema Hennebique trova applicazione in Italia nel 1906 (Fig. 1.18), quando l'impresa Porcheddu realizza il primo edificio residenziale in telai in cemento armato. Il carattere innovativo e l'importanza storica accreditata a questo sistema costruttivo, può essere facilmente compresa mediante una semplice osservazione: l'immagine di questo edificio restituisce una realtà che sotto il profilo tecnico appare sostanzialmente immutata al giorno d'oggi.

Gli scheletri strutturali in cemento armato degli edifici in costruzione che connotano gli scenari urbani contemporanei, riferiscono infatti di una sostanziale equivalenza dei modi di costruire e del livello tecnologico oggi in uso (Fig. 1.19). Nessuna particolare trasformazione ha attraversato il mondo della costruzione edile a seguito dell'avvento del sistema intelaiato, mentre questo scarto, sostanziale e radicale, avviene proprio agli inizi del Novecento quando una cultura ed una pratica secolare impostata sullo schema della costruzione muraria portante viene progressivamente sostituita dalle nuove possibilità di continuità strutturale offerte dalla tecnica del cemento armato. Una ricerca, quella di ottenere forme continue e modellabili secondo i principi dell'ottimizzazione strutturale, che la modalità a getto in cemento armato ha permesso concretamente di attuare.

Curioso ed emblematico in questo senso il disegno del brevetto di Carlo Poma del 1893 che nella tavola N° 2 raffigura l'invenzione di strutture sottili in cemento armato correlandole all'immagine di un albero, quale metafora di un organismo naturale che coniuga i concetti di leggerezza a quelli di fluidità-continuità strutturale (Fig. 1.21).

Lo studio delle forme organiche come matrice originaria e al contempo obiettivo del disegno strutturale, si consoliderà qualche decennio dopo i propositi di Poma, tra gli anni Quaranta e Sessanta del Novecento, quando prenderanno avvio le ricerche progettuali di Pierluigi Nervi, Riccardo Moranti, Edoardo Torroja, Felix Candela (Fig. 1.20).

Prima di allora un esempio significativo del rapporto fra disegno strutturale e forma architettonica è rappresentato dal progetto di Auguste Perret per la Chiesa di Notre-Dame de Consolation di Le Raincy, del 1922 (Figg. 1.23/1.24).

Auguste Perret aveva già in precedenza sperimentato l'impiego del c.a. in alcuni suoi progetti, a partire dal più noto edificio su Rue Franklin 5 a Parigi del 1904 (Fig. 1.22), il cui rivestimento in maiolica nasconde la vera matrice costruttiva. Ma il progetto del 1922 costituisce un importante tassello nella *Storia delle costruzioni*, forse più che in quella dell'architettura. Non è infatti tanto l'esito architettonico che distingue l'opera, ma soprattutto la figurazione dell'impianto strutturale che restituisce un'organizzazione spaziale interna del tutto inedita.

Il modello architettonico di riferimento di tale organizzazione è la costruzione gotica (Fig. 1.25): smaterializzazione dell'involucro; luce e colore delle vetrate policrome; sviluppo in altezza; rigore ed essenzialità della matrice statico-costruttiva. Il dato innovativo è invece rappresentato dai rapporti dimensionali fra le proporzioni delle sezioni strutturali e quelli dell'estensione del-

le campate e dello sviluppo in altezza dei pilastri. Un rapporto dimensionale che poteva essere ottenuto solo attraverso un procedimento tecnico che garantisse una continuità strutturale fra piedritto ed architrave (nell'accezione della struttura trilitica), ovvero mediante l'adozione di un nuovo schema, quello del telaio che assicura l'indefornabilità (teorica) del nodo pilastro-trave. Lo storico problema dell'eliminazione della spinta delle costruzioni voltate a conci, viene così risolto, trasformando l'*arco* in una *trave curva*.

Capitolo 2

Arco e trave curva

La nota formulazione di Leonardo del concetto di arco, “una fortezza causata da due debolezze” (R. Marcolongo, *Studi Vinciani*, VII, p. 237, Napoli, 1937), indica, nella sua essenzialità, il principio teorico che governa il funzionamento strutturale di un arco.

Con arco intendiamo una forma costruttiva a sviluppo curvilineo, governata da diversi rapporti fra freccia e luce e costituita da parti – concì – che si sostengono per mutuo contrasto sotto l’azione del proprio peso e degli eventuali carichi supplementari che insistono sulla curva estradossale (Fig. 2.1). Dunque, secondo questa accezione, la forma primaria di un arco a profilo regolare è rappresentata da due solidi curvilinei aventi il medesimo raggio di curvatura e di uguale sviluppo che si sostengono per mutuo contrasto. Nell’ipotesi di assenza di attrito fra le facce dei due solidi in corrispondenza della superficie di contatto e di una perfetta complanarità tra le stesse, il mutuo contrasto fra le parti può essere schematizzato come una forza che agisce perpendicolarmente alle facce stesse e dunque in direzione orizzontale (Fig. 2.2).

Immaginando di eliminare una delle due parti, per garantire l’equilibrio del solido alla traslazione orizzontale, è necessario che si espliciti una reazione almeno equivalente a quella instabilizzante, comunemente definita con il termine “spinta”. Tale impostazione, nella quale non entra in gioco la natura del materiale ma solo la geometria, la determinazione dei valori delle reazioni alle imposte dell’arco e, conseguentemente, la valutazione delle condizioni di stabilità sono indipendenti dalla forma delle parti componenti, in quanto le stesse condizioni valgono anche nel caso di segmenti rettilinei disposti a contrasto con facce piane tra loro ortogonali, come nel caso di coperture spingenti a falde inclinate (Figg. 2.3/2.4).

Dunque, nel caso puramente teorico di assenza di attrito, il sistema non è equilibrato in quanto costituito da due carrelli ed una asta, con un grado di libertà e un centro di rotazione; per ottenere una struttura staticamente determinata è indispensabile la trasformazione di almeno un vincolo da semplice appoggio a cerniera.

A partire da qui prende corpo la distinzione fra arco a concì e trave curva, nella divisione fra una struttura capace di sopportare solo azioni di semplice compressione e quella invece capace di “assorbire” gli eventuali stati tensionali a trazione.

Lo studio del comportamento degli archi a concì al fine di definirne un corretto dimensionamento strutturale viene indagato compiutamente a partire dal XVII secolo. I testi di Philippe de La Hire, *Traité de la coupe des pierres* (Trattato della costruzione in pietra) del 1687 e il *Traité de mécanique* (Trattato di meccanica) del 1695, forniscono una prima rappresentazione dei meccanismi di collasso degli archi e delle volte a concì e dei relativi criteri di dimensionamento (Fig. 2.5).

Le considerazioni di de La Hire si fondano primariamente sull’osservazione dei fenomeni, *degli effetti*, poiché gli strumenti matematici del tempo non consentivano ancora di giungere ad una spiegazione analitica del funzionamento strutturale e alla relativa determinazione degli stati di sforzo.

Un apporto importante nel processo di avanzamento delle conoscenze in questo settore avviene in occasione degli studi condotti dal fisico-matematico Giovanni Poleni, coadiuvato dall'architetto Luigi Vanvitelli, per il restauro della cupola romana di San Pietro (Figg. 2.6/2.7/2.8). La novità introdotta dal Poleni nel fornire una spiegazione dell'insorgenza delle lesioni sulla cupola e dei metodi da adottare per il restauro, è rappresentato dall'impiego della *catenaria*, figura che riproduce in negativo il funzionamento di un arco a conci (Fig. 2.9).

Il ragionamento è semplice e si fonda su un criterio analogico: l'arco è una struttura che si sostiene per mutuo contrasto dei conci che sono dunque soggetti a soli sforzi di compressione; la catenaria è invece la forma che una fune costituita da anelli (o sfere) assume naturalmente sotto l'azione del peso proprio. Supponendo l'assenza di attrito fra le parti componenti (anelli o sfere), tale curva è la rappresentazione ideale di una struttura soggetta solo a trazione. Dunque per analogia inversa, se si stabilisce una corrispondenza in numero ed una proporzione in peso, fra i conci dell'arco e i relativi anelli o sfere della catenaria, data la luce, lo sviluppo dell'arco e le condizioni al contorno (i vincoli), è teoricamente possibile stabilire quale sia la curva ideale di un arco soggetto a sola compressione attraverso una semplice operazione di sovrapposizione grafica fra l'arco e la catenaria ribaltata (Fig. 2.10).

La catenaria, capovolta, diventa il luogo geometrico dei centri di pressione (linea di pressione) ovvero la linea che congiunge i punti in cui agiscono gli sforzi di compressione fra i conci. L'equilibrio è quindi garantito solo a condizione che la linea delle pressioni sia interna alla sezione strutturale dell'arco (ottimale se compresa nel terzo medio della sezione); se invece tale curva fuoriesce da tale dominio, la struttura risulta soggetta a sforzi di trazione che possono inficiare la stabilità complessiva e l'insorgenza di fessurazioni per distacco (denominate cerniere). La condizione critica limite di un arco a conci prima che si inneschi un cinematismo di collasso (così come raffigurato da de La Hire) è quello della formazione di tre cerniere, ovvero dei tre punti in cui sono presenti stati tensionali a trazione (Figg. 2.11/2.13/2.14/2.15/2.16).

La determinazione della curva delle pressioni è ottenibile attraverso metodi analitici o statico-grafici (il più noto è quello pubblicato da E. Méry della prima metà dell'Ottocento) che riportano la soluzione del problema entro un dominio nel quale le condizioni di stabilità sono in primis determinate da ragioni di ordine geometrico, relegando a margine le considerazioni sulle caratteristiche del materiale se non per la elementare condizione che resista a sforzi di compressione.

Tale impostazione è la base dell'attuale indirizzo seguito nei criteri di verifica degli archi murari che, dopo una lunga stagione in cui si è privilegiato un approccio basato sull'applicazione della *teoria dell'elasticità*, ha ritrovato nella formulazione di Jacques Heyman del calcolo a "rottura", fondato sull'*analisi limite*, un definitiva affermazione.

Diverso è invece il caso di elementi strutturali curvi monolitici, ovvero costituiti da un unico pezzo, a cui associamo il termine di *trave curva* (Figg. 2.17/2.18/2.19). La limitazione imposta per l'arco a conci di sopportare azioni di sola compressione non deve necessariamente essere rispettata, poiché la sezione strutturale e le caratteristiche fisico-meccaniche del materiale possono garantire stati tensionali a trazione.

Dalla ricerca delle sole condizioni di equilibrio nella verifica di stabilità di un arco a conci si passa alla determinazione dei valori di deformazione in rapporto all'entità degli sforzi che sollecitano la struttura. Tale relazione, *sforzo-deformazione*, è il presupposto fondativo su cui prende forma la meccanica dei solidi a partire dall'essenziale contributo fornito da Louis Navier con la prima formulazione matematica della *teoria dell'elasticità* (1821).

La soluzione progettuale impiegata da Perret nel progetto della Chiesa di Notre-Dame de Consolation di Le Raincy, con la conformazione delle travi a sezione variabile a profilo curvilineo, è coerente a tale formulazione e segue l'andamento degli stati tensionali indotti dalla sollecitazione flessionale. La snellezza delle sezioni strutturali è ottenuta sfruttando la mutua collaborazione fra acciaio-calcestruzzo – un materiale composito con capacità di resistenza a trazione e compressione – senza sottostare alle condizioni geometriche imposte dalla linea delle pressioni.

Capitolo 3

Cupole e gusci sottili

Un analogo intendimento – quello della *continuità strutturale* – è rintracciabile anche prima dell'avvento della tecnologia del conglomerato cementizio armato e delle formulazioni scientifiche che ne consentivano il calcolo.

Un caso esemplare è rappresentato dalla cupola del Mausoleo di Teodorico a Ravenna (VI sec.) (Figg. 3.1/3.2). Opera eccelsa per rigore e nettezza nell'applicazione dei principi della costruzione in pietra che consentono di ottenere un'architettura essenziale, ma al contempo di notevole significato espressivo.

La cupola è costituita da un grande monolite in pietra delle dimensioni in pianta di circa 10 metri, dello spessore di 1 metro e del peso di circa 300 tonnellate; il profilo della cupola è alquanto ribassato ma la muratura d'ambito sottostante non presenta contrafforti o ispessimenti per contenere le eventuali azioni spingenti. La ricerca formale basata sull'*ottimizzazione strutturale* ritrova nell'impiego di una cupola monolitica la risposta cercata: la pietra, anche se con prestazioni ridotte, consente di ottenere *continuità strutturale* e di contenere gli stati tensionali a cui è soggetta, in misura sufficiente per ridurre le azioni spingenti lungo l'anello murario. Inoltre la cupola presenta dodici pinnacoli – ovvero delle masse localizzate estradossali – che hanno il compito di incrementare la forza peso e di ridurre conseguentemente l'incidenza della componente orizzontale della spinta, diminuendo l'angolo di inclinazione della risultante rispetto alla verticale. Tale soluzione è quella ampiamente impiegata nella costruzione gotica in combinazione con l'impiego di archi di scarico che in successione gerarchica, dall'alto verso il basso, guidano il percorso seguito dai flussi delle isostatiche di compressione. Il profilo ogivale degli archi del modello gotico segue l'ordine geometrico stabilito dal principio della catenaria – figura che si discosta parzialmente da quella della parabola – per contenere gli effetti spingenti e dunque per ottenere una smaterializzazione dello spazio con una riduzione delle sezioni strutturali dei piedritti (Figg. 3.3/3.4/3.5/3.6/3.7).

L'intendimento perseguito dai costruttori gotici nella realizzazione delle cattedrali – *verticalità, ottimizzazione strutturale, smaterializzazione dello spazio* – ed ottenuta con l'impiego di tre elementi – l'arco ogivale, l'arco rampante e i pinnacoli – risulta essere l'espressione somma di un principio costruttivo basato sul contenimento delle masse strutturali, introducendo una forte discontinuità rispetto a quanto rappresentato dall'architettura muraria dei secoli precedenti, a partire da quella romana (Figg. 3.8/3.9/3.10).

Il contenimento delle azioni spingenti dell'arco romano viene infatti generalmente risolto aumentando la massa del piedritto – che diventa contrafforte – al fine di garantire l'equilibrio del solido al ribaltamento sotto l'azione della spinta (Figg. 3.11/3.12). La riduzione degli effetti spingenti dell'arco viene perseguito anche con l'impiego di una tecnica a getto in conglomerato cementizio (*caementum romano*) che consente di avvicinarsi ad un comportamento teorico di tipo monoliti-

co e quindi di assorbire – nella misura compatibile con la resistenza del materiale a trazione – gli eventuali stati tensionali generati dalle sollecitazioni flettenti.

Il Pantheon (Figg. 3.13/3.14), la cui cupola è generata da una sfera di 43 metri di diametro, è uno degli esempi più significativi della capacità di organizzare strutture di grandi dimensioni attraverso un corretto bilanciamento delle masse in gioco. La cupola è schematizzabile come una successione di anelli che si sviluppano lungo i paralleli con un decremento crescente dei pesi al fine di ridurre il carico totale sulle strutture sottostanti, dello spessore medio di circa 7.00 metri e costituite da archi di scarico, contrafforti e diaframmi murari pensati per fornire una migliore risposta agli effetti instabilizzanti prodotti dalla spinta e allo stesso tempo per ridurre le sollecitazioni a terra.

Lo spazio ipogeo della cupola ogivale della tomba a *tholos* di Atreo a Micene (Figg. 3.15/3.16) è ottenuto invece con la tecnica di sovrapporre filari di conci disposti sull'orizzontale e a sbalzo (di una quantità inferiore a $1/3$ dello spessore del concio) sul corso sottostante. Una tipologia costruttiva, denominata *falsa volta*, che permette di scavalcare il problema della determinazione delle azioni spingenti e del relativo dimensionamento dei piedritti, in quanto le azioni sono – sotto il profilo teorico – solo di peso, dunque verticali (Figg. 3.19/3.20/3.21/3.22/3.23). Nelle aree della Mesopotomia e della zona del Nilo è attiva invece una tecnica ad *archi inclinati* che ugualmente elimina il problema della spinta con la disposizione dei corsi su un piano inclinato a partire da una struttura di appoggio, generalmente costituita da un timpano murario (Figg. 3.17/3.18).

Ma la più raffinata e sorprendente tra le tecniche murarie storiche nella realizzazione delle strutture voltate e cupolate, si crede essere la *tecnica tabicada*, sviluppatasi nel corso dell'ottocento in Catalogna ma di origini risalenti al XV secolo. Le primarie specificità sono rintracciabili in questi aspetti: sezioni strutturali di esiguo spessore (mediamente di 10 cm) costituite da almeno tre strati di piastrelle disposte di piatto e murate con cemento rapido o gesso per il primo strato e cemento per i restanti; possibilità di essere realizzate senza impiego di centine sfruttando la rapidità di presa del legante del primo strato; velocità di esecuzione; leggerezza. A tali caratteristiche si aggiunge poi una ulteriore specificità di ordine strutturale in quanto i profili delle volte o delle cupole così realizzate, in ragione dell'esiguo spessore, difficilmente possono seguire l'andamento della curva delle pressioni e pertanto risultano capaci di assorbire stati tensionali a trazione di entità non trascurabile.

Emblematico il caso della cupola della cattedrale di St. John the Divine di New York, realizzata in soli tre mesi da Rafael Guastavino Jr. nel 1908, che copre uno spazio di 40 metri di diametro con uno spessore strutturale variabile dai tre corsi (12 cm circa) in sommità fino a sei corsi alle imposte (20 cm circa), con un rapporto spessore-ampiezza è circa $1/200$ (Figg. 3.24/3.25/3.26/3.27).

Ciò porta a considerare tale tipologia inscrivibile nella categoria delle strutture a *guscio sottile a doppia curvatura*, che presentano un comportamento di tipo membranale, caratterizzato da stati tensionali di compressione, di trazione e di taglio. L'organizzazione costruttiva a strati può effettivamente fornire un contributo significativo, probabilmente non esclusivo, per ridurre gli sforzi di trazione che si sviluppano nella fascia inferiore della cupola. Un breve annotazione sulle caratteristiche salienti che descrivono il funzionamento dei gusci sottili servirà a comprendere meglio il senso di tale affermazione.

La cupola è geometricamente definibile come una superficie sinclastica non sviluppabile, ovvero con curvatura, che può variare per raggio, sempre concava; una superficie curva è invece sviluppabile se può essere trasferita su un piano senza variazioni di forma o soluzioni di continuità (Fig. 3.28).

Ciò costituisce già una sostanziale differenza di comportamento strutturale con una volta cilindrica, assoggettabile invece a quella di un arco traslato lungo le generatrici. Se dunque si considera una superficie emisferica come costituita da una griglia uniforme di meridiani e paralleli, soggetta ad un carico assialsimmetrico, saranno questi ultimi ad assolvere al ruolo cerchiante, opponendosi ad una possibile deformazione in senso radiale della struttura, in termini di assorbimento delle sollecitazioni di trazione che tenderebbero ad "aprire" la cupola stessa.

L'inversione dello stato di compressione a quello di trazione è individuato dal piano che seziona la cupola con un angolo di circa 52° rispetto alla verticale (codificato già a partire da metà dell'Ottocento dallo studio di W.J.M. Rankine, del 1858) per cui sono i paralleli disposti sulla fascia inferiore ad essere interessati dagli sforzi di trazione.

Se si ipotizza una distribuzione delle tensioni costante lungo lo spessore della struttura, condizione prevista per assenza di azioni flettenti – ad esclusione delle condizioni di vincolo che possono generare, come nel caso di incastro alla base, stati tensionali aggiuntivi indotti dal contenimento delle possibili deformazioni – appare plausibile ritenere che la presenza di più strati disposti sul piano della sollecitazione possano esercitare una azione benefica all'assorbimento di tali tensioni in quanto, oltre alla resistenza a trazione dei giunti di testa, di entità ridotta, si associa quella tangenziale prodotta dall'adesione legante-laterizio su tutta la superficie del laterizio stesso.

Un contributo non del tutto trascurabile, come evidenziato dai test svolti da Guastavino che riportano un valore di circa 20 kg/cmq. Anche in merito alle azioni taglianti, la disposizione a strati con i giunti sfalsati, consente di sfruttare le tensioni tangenziali che si sviluppano nell'interfaccia legante-laterizio e che riducono i possibili scorrimenti relativi sul piano della struttura.

La metafora di tale concetto è rappresentata dalla pagine di un libro che possono liberamente scorrere le une sulle altre per mancanza di aderenza sul piano del foglio; inserendo una grappa trasversale o incollandole reciprocamente, la resistenza a taglio per flessione viene conseguentemente aumentata (Fig. 3.29). Tale considerazione, espressione di una valutazione qualitativa del fenomeno, non è ovviamente sufficiente a sostenere la tesi che tali tipologie sono staticamente sicure per effetto della *coesività*, ma al contempo utile ad evidenziare come l'apparecchio a strati costituisca, per determinate forme costruttive, una specificità che influisce anche sul comportamento di tali strutture.

La *forma* e le *caratteristiche meccaniche del materiale* sono i due fattori essenziali che assicurano le doti di resistenza e rigidità proprie dei gusci sottili; entrambi non sono facilmente applicabili nel caso delle cupole murarie tradizionali, mediamente di elevato spessore rispetto alla luce, con scarsa resistenza a trazione e per forma (Figg. 3.30/3.31/3.32/3.33/3.34). L'unica eccezione nel panorama delle strutture murarie in cui invece appare corretta l'applicazione della teoria membranale è pertanto rappresentata dalla *cupola tabicada*. Non vi sono infatti altri esempi nella storia delle costruzioni voltate realizzate a conci che possano essere comparate alla cupola di New York, in termini di rapporti dimensionali fra lo spessore della sezione strutturale e la luce coperta.

Solo con l'avvento della tecnica a getto in c.a., a partire dalla cupola della Jarhunderhalle di Max Berg del 1913 (Fig. 3.35), di 65 metri di ampiezza, prenderà avvio la sperimentazione delle superfici laminari curve a cui si legano le mirabili strutture progettate nel corso degli anni Cinquanta e Sessanta del Novecento da Pierluigi Nervi, Edoardo Torija, Felix Candela (Figg. 3.36/3.38/3.39/3.40/3.41/3.42/3.43). Ma come detto, il dominio di appartenenza è quello della *meccanica del continuo*, di diversa natura e concezione.

Capitolo 4

Stabilità, resistenza, rigidità

Se l'architettura è imperfetta ciò deve attribuirsi all'aver voluto i cultori di lei attinger tutti alla medesima fonte... non considerando che le scienze devono prestarsi reciproci lumi, e che queste fondandosi sopra rapporti le sole matematiche potevano determinarli. S'avvidero però che loro mancava qualcosa; ma poco o niente padroni della Meccanica e dell'Algebra, che sole potevano fornire ciò di che abbisognavano, non è meraviglia che non v'abbiano ricorso e che si siano limitati a una certa pratica dalla quale, per vero dire, non furono gran che traditi, non avendo risparmiato materiale allorquando s'avvidero che i loro lavori difettavano di stabilità.

Le parole di Forest de Belidor, riportate nelle pagine del trattato *La Science des ingenieurs* (1729) – il primo trattato che si occupa della *Scienza dell'Ingegneria* – sono espressione di una critica aperta verso le regole di proporzionamento e di dimensionamento strutturale di matrice vitruviana, considerate prive di attendibilità scientifica e conseguentemente incerte nel garantire la sicurezza strutturale dell'opera; o meglio, come riferisce Belidor, ciò veniva conseguito solo attraverso un impiego eccessivo e ingiustificato di materiale (Fig. 4.1).

In realtà, gli strumenti messi a disposizione dal pensiero scientifico del tempo erano ancora inappropriati allo scopo; ad esempio, riferendosi alla verifica di stabilità degli archi di cui si è detto in precedenza, Belidor poteva scegliere fra due possibili metodi di indagine appartenenti a due distinti filoni di ricerca che si erano aperti alla fine del XVII secolo: le semplici equazioni algebriche che traducono l'equilibrio delle leve, fondate su considerazioni di tipo geometrico, così come proposte dalla teoria del matematico e astronomo Philippe de La Hire; oppure le equazioni differenziali di equilibrio della fune che dovevano simulare, secondo la formulazione elaborata da Giacomo Bernulli, il comportamento dell'arco. La preferenza espressa da Belidor per il primo metodo riferisce della difficoltà di applicazione di complesse elaborazioni matematiche alle problematiche connesse con la comune pratica edilizia.

La scissione fra un atteggiamento conoscitivo che si interroga sulle *cause* che hanno determinato i fenomeni – quel “saper prima del fare” di matrice galileiana – avanza dunque i primi passi nel territorio dell'architettura, minando i dogmi e le certezze su cui si era fondata *la teoria e la pratica architettonica* di origine rinascimentale ed improntata sulla ricerca di regole di proporzionamento geometrico e figurativo. In particolare, la questione posta da Belidor sul sovradimensionamento strutturale, riferisce con chiarezza dell'attenzione posta al dato “economico” ed “utilitaristico” come criterio che consente di valutare in forma oggettiva l'appropriatezza delle scelte progettuali. Ma è sull'altro versante, quello che attiene alla ricerca dei fondamenti scientifici come strumento indispensabile dell'attività progettuale – senza il quale l'architettura denuncia la propria precarietà – che le considerazioni di Belidor appaiono forse troppo severe.

Prima, infatti, che si formalizzi quel matrimonio fra *ragione e tecnica, teoria e prassi*, invocato da Belidor e realizzato gradualmente solo nel secolo successivo, l'architettura aveva già conosciuto stagioni gloriose, quando "l'Arte era Tecnica" e nella "regola dell'arte" si condensavano le nozioni della *firmitas vitruviana*, nella sapiente mutua disposizione della parti. Una teoria scientifica, per sua natura, fornisce infatti risposte sulle *cause* che hanno generato un fenomeno fisico, non può ovviamente studiarlo se non si è ancora manifestato; nel campo della costruzione architettonica, la *Scienza delle costruzioni*, come derivazione di un ramo della *Meccanica*, si è formalizzata come esito conseguente al costruire, come epilogo necessario per la comprensione del comportamento strutturale; non ha dunque preceduto l'atto stesso della costruzione (Fig. 4.2).

La semplicità e l'ovvietà di questa osservazione è utile per evidenziare un aspetto: la cultura costruttiva premoderna si è storicamente consolidata su un'attenta e consapevole *conoscenza razionale degli effetti*, non delle *cause*; attraverso l'esperienza, espressione di un sapere di tipo empirico che mantiene sempre vivo il rapporto con la realtà fisica, si è costituita una forma alta di conoscenza, mediata nel connubio istituito fra *teoria e prassi*. Su questo rapporto si consolida l'*arte del costruire*, con i suoi principi e le sue regole che, anche se prive di una legittimità scientifica, nel lungo processo di sedimentazione storica, hanno dimostrato, e dimostrano tutt'oggi, la loro validità (Figg. 4.3/4.4).

La *conoscenza razionale degli effetti* posseduta dai costruttori premoderni, era, infatti, l'unico strumento che consentiva di escogitare i rimedi necessari agli eventuali dissesti costruttivi, traducendo l'esperienza pratica in regola costruttiva. Esempio a tale riguardo il caso dell'architrave di Tindari (Figg. 4.5/4.6), piccola colonia siracusana – fondata nel IV secolo a.C. e abbandonata nel I secolo d.C. – ripreso da Di Pasquale nel saggio *Arte del Costruire* (Marsilio, 1996) e così descritto:

[...] Tra i resti brilla per intelligenza e saggezza costruttiva un piccolo architrave, poggiato sui due muri laterali, costituito da tre blocchi di pietre di cui due a forma trapezia ed uno centrale a forma di cuneo. La forma geometrica che ne risulta è quella della trave prismatica; ma l'essere costituita da tre parti né modifica totalmente il funzionamento strutturale. [...] La spiegazione che danno i vecchi muratori del luogo è molto semplice e del tutto simile a ciò che scrive Vitruvio: l'architrave in blocco unico si spezza certamente, una volta messo in opera, sia perché la pietra non è molto resistente, sia perché sono ineliminabili piccoli cedimenti degli appoggi; poiché la frattura si manifesta con andamento tanto bizzarro quanto brutto da vedere, vengono create ad arte delle sconessioni interne al pezzo unico secondo un disegno prestabilito con intenzioni estetiche.

Gli antichi costruttori nulla ovviamente sapevano delle equazioni di equilibrio, degli immaginari flussi di forze che percorrono la materia e alle quali è chiamata variamente a resistere; l'esperienza, l'osservazione dei fatti, consente però di comprendere che una trave monolitica, considerata ancora come solida ed indeformabile, nel momento in cui viene sezionata in parti modifica il proprio stato e diventa un *meccanismo*, ovvero un sistema di porzioni non rigide dotate ognuna di un proprio grado di libertà.

La consapevolezza, *pratica e non teorica*, del fenomeno che si innesca con la frattura dell'architrave, sollecita quindi il rimedio che consiste nel provocarlo ad arte, in modo da eliminare le conseguenze; le lesioni prodotte artificialmente rispondono ad una logica nella quale non vi è distinzione concettuale fra *stabilità e resistenza*, poiché è nell'esperienza del "fare" che è contenuta la soluzione del problema.

In un sistema trilitico, la *stabilità* e la *resistenza* di un insieme è infatti assicurata, quando le forze in gioco sono solo i pesi, se la trave è in grado di resistere all'azione del proprio peso. Ma se la trave si rompe per difetto di *resistenza*, si crea un meccanismo che instabilizza l'intera struttura, per effetto della spinta esercitata dal cinematismo dell'architrave; cioè l'architrave cessa di essere trave in senso strutturale e si trasforma in arco spingente sugli appoggi (Figg. 4.7/4.8). Pertanto un sistema trilitico può essere inficiato sia da mancanza di *resistenza* che di *stabilità*. Il sistema è

infatti instabile, ad esempio, se sottoposto ad azioni orizzontali (tipo l'azione sismica) o se difetta di resistenza, ed è stabile se la trave è sufficientemente resistente e soggetto solo a carichi verticali.

Allo stesso orizzonte problematico appartiene l'intera storia della costruzione premoderna. Ad esempio, volgendo l'attenzione all'elemento costruttivo murario è possibile rilevare come i problemi di *stabilità e resistenza*, vengano affrontati e risolti soprattutto nell'osservanza di alcune regole basilari dettate dall'esperienza e orientate ad ottenere, attraverso l'impiego di apparecchi costruttivi corretti, strutture aventi caratteristiche di monoliticità trasversale.

Nel lungo percorso che accompagna le più antiche costruzioni realizzate assemblando in vario modo elementi lapidei rudemente sbazzati fino a quelle nelle quali fa la sua comparsa la malta come "legante", è conservato il graduale passaggio da una concezione improntata solo sulla garanzia della *stabilità* a quella invece che, nella ricerca di soluzioni costruttive più complesse, individua nella *monoliticità* una risposta ai problemi di *resistenza*. Nell'architrave che sorregge il monolite raffigurante i due leoni dell'omonima porta a Micene (Figg. 4.9/4.10/4.11/4.12), il profilo curvilineo della linea estradossale è in questo senso indicativo della consapevolezza acquisita dai costruttori nel garantire un incremento della resistenza attraverso un ispessimento della sezione proprio lì, nella zona mediana dell'architrave, dove si intuisce che si possano concentrare gli stati tensionali dovuti alle sollecitazioni flessionali.

Ciò si correla anche alla scelta di conformare il blocco scolpito secondo una figura triangolare che ricalca la linea di separazione delle isostatiche a compressione che percorrono una struttura muraria quando questa viene interrotta dall'inserimento di un vano. Ovvero, l'architrave sorregge la porzione della muratura sovrastante, indicativamente compresa entro un triangolo equilatero che rappresenta il cuneo di distacco formato per effetto delle azioni di trazione nei giunti tra i conci. Un criterio che è alla base dell'attuale dimensionamento seguito per il calcolo degli architravi nella realizzazione di nuovi vani nella muratura portante.

Al di là di qualsiasi tesi evolutivistica della storia, appare infatti plausibile ritrovare i segni di uno sviluppo della cultura costruttiva in una successione gerarchica degli stadi della conoscenza: dalla scoperta che la stabilità di un manufatto può essere assicurata configurando le pietre secondo forme regolari ed utilizzando apparecchi costruttivi a giunti sfalsati, fino alla ricerca dell'aumento del grado di connessione delle pietre attraverso un miglioramento delle caratteristiche meccaniche del legante, dalle più antiche e povere malte di terra a quelle in cui compare la calce e la pozzolana.

Così, ad esempio, nell'architettura romana, il processo di affinamento costruttivo che conduce dall'impiego dell'*opus silicium*, all'*opus quadratum*, fino all'*opera isodoma*, riferisce di un progressivo avanzamento del sapere tecnico, fondato sulla ricerca dei rimedi utili ad un'ottimizzazione delle soluzioni progettuali a partire dai dati forniti dall'esperienza. L'uso di apparecchi costruttivi costituiti da *diatoni* ed *ortostati* variamente composti, fornisce una soluzione ai problemi di *stabilità e resistenza* della muratura, divenendo al contempo principio e regola del "buon costruire" (Figg 4.13/4.14/4.15).

Ad un diverso intorno problematico appartiene invece il concetto di *rigidezza*, a cui è associato, come opposto, il termine di *deformazione*. La rilevanza assegnata a questo valore è strettamente relazionata alla soluzione matematica delle strutture iperstatiche. Ad esempio; la determinazione delle reazioni vincolari di un'asta lunga l e caricata da un carico distribuito q ed appoggiata agli estremi, è facilmente ottenibile applicando le equazioni di equilibrio alla traslazione verticale e alla rotazione (4.16). Risulta che le due reazioni X_1 e X_2 sono uguali e equivalenti a $ql/2$. Ma se si modifica il sistema applicando un ulteriore appoggio intermedio (senza interrompere l'asta che mantiene dunque sempre tre gradi di libertà) la soluzione del problema rimane indeterminata poiché non è possibile stabilire con le sole equazioni di equilibrio la quota parte del carico ql che si scarica sui tre vincoli.

La soluzione del problema è ottenibile attraverso la determinazione della deformazione che l'asta avrebbe sotto l'azione del carico in corrispondenza del punto di applicazione e conseguentemente la reazione necessaria affinché tale deformazione si annulli (4.17). Per poter calcolare la

deformazione è pertanto necessario conoscere le caratteristiche meccaniche del materiale e la geometria della sezione resistente, rappresentate dal *modulo di elasticità* E e dal *momento di inerzia* J . Il primo è espressione delle caratteristiche fisico-meccaniche del materiale rispetto ad una data sollecitazione e il secondo della forma della sezione.

A partire dalle ipotesi fondative delle caratteristiche del materiale – omogeneo, isotropo e linearità del rapporto sforzo-deformazione – dalla definizione dei valori del modulo di elasticità e di quello della rigidezza espresse dal momento di inerzia della sezione, vengono determinati gli stati di sforzo a cui è soggetta la struttura in ogni sezione e conseguentemente verificata la resistenza rispetto alle tensioni ammissibili sopportate dal materiale.

Tutto ciò appartiene ad un dominio del sapere scientifico che si formalizzerà compiutamente solo circa un secolo dopo le esortazioni di Belidor, quando con lo sviluppo della tecnologia della costruzione in ferro e poi successivamente quella del telaio in cemento armato, la definizione di specifici protocolli scientifici di calcolo e di verifica delle strutture richiederà necessariamente l'elaborazione di teorie scientifiche a validità universale e che consentano di restituire un comune e condiviso quadro normativo.

Capitolo 5

Strutture inflesse

Il disegno di Galileo che raffigura una trave in legno incastrata in un muro a sostenere un maso ubicato all'estremo – comunemente indicato come il “problema di Galileo” – fissa un passaggio essenziale nello sviluppo del pensiero nel campo della meccanica delle strutture. (Fig. 5.1)

La riflessione condotta da Galileo è indirizzata a fornire una spiegazione analitica del funzionamento della mensola, ovvero ad indagare quale fossero i principi che governano la resistenza di una struttura variamente sollecitata e a comprendere non solo il *come*, ma anche il *perché*, si produce la rottura. In altri termini l'approccio di Galilei traccia una linea di demarcazione fra un atteggiamento ancora volto ad indagare gli *effetti prodotti dai fenomeni* con quello che segna la nascita della scienza moderna, intesa invece a fornire modelli di spiegazione attraverso l'elaborazione di una teoria, a validità universale, che si interroga sulle *cause* che li hanno generati. L'interpretazione data da Galileo viene schematizzata con una distribuzione uniforme degli sforzi in prossimità dell'attacco della mensola nella condizione che l'equilibrio venga garantito dall'equivalenza tra il momento instabilizzante prodotto dal carico ($P \times l$) e quello prodotto dalla forza normale limite N_{lim} (ortogonale al piano del muro) moltiplicato per la distanza del punto di applicazione di tale forza, ovvero dal fulcro di rotazione (all'intradosso della trave) alla mezzeria della trave.

In termini analitici l'equivalenza è data da $P \times l = N_{lim} \times H/2$; da cui deriva che la forza $N_{lim} = 2l/H \times P$. Tale formulazione, nonostante l'intuizione avuta da Galileo nel considerare l'altezza della sezione come variabile essenziale nella determinazione delle capacità deformative della trave a flessione, è però errata sotto il profilo analitico perché considera una distribuzione uniforme delle tensioni sulla faccia piana della sezione in corrispondenza dell'incastro (Figg. 5.2/5.3). La definizione corretta dell'andamento delle tensioni all'interno delle strutture inflesse (a farfalla) verrà infatti stabilita solo due secoli dopo con l'elaborazione della teoria dell'elasticità e con l'ipotesi di Bernoulli-Navier sul mantenimento delle sezioni piane (Figg. 5.4/5.5).

Questo percorso è segnato da diversi passaggi conoscitivi che progressivamente hanno contribuito a dare forma compiuta alla teoria di Bernoulli-Navier. A partire dagli studi di Robert Hooke sul comportamento elastico dei materiali (*Lectures de potentia restituiva, or of spring explaining the power of springing bodies*, Londra 1678) condensata nella famosa formulazione *ut tensio sic vis*, ovvero che nei materiali in genere è possibile riconoscere, per sollecitazioni che non superino il massimo cimento possibile del materiale, un rapporto proporzionale fra deformazione e forza impressa (Fig. 5.6).

Tale relazione troverà una più precisa codificazione teorica con Bernoulli (1654-1705) che elabora la formula che lega l'elongazione ΔL in funzione della forza applicata F , ovvero la nota relazione $\epsilon = \sigma/E$ dove ϵ corrisponde all'allungamento unitario, σ alla tensione unitaria (F/A) e E alla costante di elasticità propria del materiale rispetto al tipo di sollecitazione impressa.

Un ulteriore contributo verrà poi fornito da Antoine Parent (1666-1716) e da Charles Augustin Coulomb (1736-1806) che individuano la presenza di tensioni tangenziali in una struttura inflessa ed introducono il concetto di asse neutro che separa gli stati tensionali a trazione (sulla parte intradossale della trave) e a compressione (sulla rimanente), giungendo a stabilire la prima formula corretta dell'equilibrio alla rotazione per una trave con sezione rettangolare di dimensioni $B \times H$ di uguale resistenza a trazione e compressione; ovvero, essendo la fibra neutra posizionata nel baricentro geometrico, si ha $M_r = \sigma_{\max} \times B \times H/2 \times 1/2 \times 2/3H = \sigma_{\max} BH^2/6$ (Fig. 5.7/5.8).

In aggiunta tali studi hanno il merito di citare per la prima volta l'ipotesi di *conservazione delle sezioni piane* – cioè che ogni fibra longitudinale di una trave presso o tenso inflessa si allunga o si accorcia in modo che i punti di ogni sezione si portino, durante la deformazione, su un piano – che diventerà poi fondamentale negli sviluppi teorici elaborati nel corso del XIX secolo e che troveranno, come detto, nella tecnologia del cemento armato, la più diretta e fruttuosa applicazione.

Un passaggio però non semplice ed immediato poiché i legami costitutivi elaborati da Hooke, Navier, Cauchy e Saint-Venant e in generale dall'intero corpo della teoria matematica dell'elasticità, erano conseguenti all'ipotesi fondamentale di materiale *isotropo, elastico e omogeneo* – in primis il ferro – ma non al caso della combinazione ferro-calcestruzzo che per sua natura non risponde a tali caratteristiche.

Una prima soluzione al problema viene fornita da Matthias Koenen nel 1886 a partire dalle prove sperimentali condotte sul sistema brevettato da Joseph Monier e che condurrà alla pubblicazione di un primo codice per il calcolo delle strutture in cemento. Koenen individua un aspetto fondamentale: in ragione della debole resistenza a trazione del conglomerato cementizio era necessario disporre le armature in ferro in corrispondenza delle sezioni tese della struttura – e non al centro come previsto dal brevetto Monier – conformando la soletta secondo l'andamento delle sollecitazioni impresse, attraverso l'adozione di cassaforme (Fig. 5.9).

Da qui inizia la storia moderna della tecnica del cemento armato: preparata l'armatura questa viene alloggiata entro una controforma in legno su cui si esegue il getto costituito da una miscela di acqua, inerti e cemento. Il problema teorico del calcolo viene affrontato da Koenen introducendo alcune ipotesi semplificative: la prima è quella di considerare che l'asse neutro, nel caso di una soletta a sezione rettangolare, passasse per il baricentro (allo stesso modo di quanto espresso da Parent e Bernoulli nel caso di materiali omogenei). Per la parte superiore, soggetta a sola compressione, applica le stesse leggi stabilite da Hooke (il mantenimento delle sezioni piane e la distribuzione lineare delle tensioni). Nella parte inferiore, la cui resistenza è affidata solo al ferro di armatura, viene operata la semplificazione di non tenere conto affatto della resistenza a trazione del conglomerato cementizio, ponendo quindi una equivalenza a trazione e compressione, tra i due materiali in maniera distinta e ritenendo, erroneamente, che i due materiali raggiungessero contemporaneamente lo stato limite di rottura. Conseguentemente con le sole equazioni di equilibrio alla traslazione e alla rotazione (assegnando al conglomerato un valore di resistenza a compressione massima pari a 60 kg/cmq, poi ridotto a 30 per ragioni di sicurezza e di 1000 kg/cmq per il ferro, poi ridotto a 750) venivano determinate le sezioni strutturali e l'area del ferro di armatura.

Per vari anni tale metodo venne considerato come il più rapido e semplice nell'applicazione anche se, all'interno della comunità scientifica del tempo, venivano sollevate severe critiche sulla sua congruità, in ragione soprattutto dell'eccessiva semplificazione apportata con l'accettazione delle ipotesi iniziali.

La condizione di incertezza che caratterizza le prime applicazioni del cemento armato nel campo della costruzione edilizia è oltremodo testimoniato dal brevetto di Paul Cottancin (1889) che propone una soluzione in cui il calcestruzzo fungeva da riempimento di una trama di tondini metallici di 5 mm di diametro tra loro legati a costituire una fitta maglia annegata all'interno della soletta (Fig. 5.10). Questo sistema venne impiegato da Anatole de Baudot nel progetto della chiesa di Saint-Jean de Montmatre (1904), la prima opera in cui compare la tecnica a getto ferro-cemento per la realizzazione delle strutture voltate (Fig. 5.11).

Lo scatto in avanti, il passaggio che tramuta una tecnica ancora prevalentemente impiegata per l'esecuzione di solette rinforzate o nervate in un sistema che consente di realizzare una nuova tipologia strutturale – il telaio iperstatico – avviene, come detto in precedenza, con Hennebique a partire dal brevetto depositato nell'agosto del 1892, poi affinato nel 1897 dove viene introdotta la variante di sagomare i tondini per seguire andamento degli stati di sforzo prodotti dalle sollecitazioni flessionali (Figg. 5.12/5.13).

In particolare Hennebique tiene conto sia delle azioni di taglio (già individuate da Parent e Coulomb), mediante l'inserimento delle staffe (gli *étriers*, piattine metalliche ripiegate a forma di U), sia dell'inversione degli stati di sollecitazione a trazione in corrispondenza dell'incastro travelpastro, con la piegatura sul bordo estradossale dei ferri longitudinali (Figg. 5.14/5.15).

Bisogna inoltre rilevare che il metodo Hennebique nasce e si diffonde sotto l'etichetta di sistemi costruttivi a prova di incendio (*Constructions en béton armé – Inaltérables et à l'épreuve du feu*), un aspetto al tempo fondamentale per rispondere alle esigenze di sicurezza delle strutture, soprattutto quelle destinate agli spazi del lavoro che in ragione delle dimensioni delle campate era generalmente realizzate in ferro e legno.

Il successo ottenuto in pochi anni dal sistema – nel 1898, a soli sei anni dal deposito del brevetto, si conta già il progetto N° 5000 – si fondava oltre che su una ottima rete organizzativa dell'impresa (di cui Hennebique era titolare sfruttando i diritti sulla concessione del brevetto) anche sulla semplicità di calcolo proposto, che comunque per lunghi anni rimarrà esclusiva della ditta che manteneva segreto il metodo di dimensionamento delle sezioni e delle armature. Il metodo era fondato sull'assunto che le sollecitazioni prodotte dal momento flettente venissero assorbire in forma paritetica dal calcestruzzo (gli sforzi a compressione sulla parte estradossale) e dal ferro (quelli a trazione), con una divisione della sezione stabilita dall'asse neutro che però non era posizionato esclusivamente lungo il piano baricentrico – come stabilito dalla teoria di Koenen – ma in una posizione incognita (Fig. 5.16).

Il limite di tale impostazione è dettato dalla semplice considerazione che l'eguaglianza dei momenti rispetto all'asse neutro delle risultanti a trazione e compressione conduce ad un equilibrio alla sola rotazione, ma non alla traslazione orizzontale, in quanto la differente estensione del braccio dei due semi-momenti – i punti di applicazione delle forze sono variamente distanti dall'asse neutro – comporta necessariamente un diverso valore di tale forze.

Tali incongruità vennero affrontate congiuntamente da Edmond Coignet e Napoléon Tédesco in una memoria presentata nel 1894 alla Società degli Ingegneri Civili di Parigi dove viene per la prima volta introdotto il concetto di “sezione equivalente”, ovvero l'amplificazione dell'area del ferro al fine di poter teoricamente considerare la sezione omogenea, come se fosse costituita da solo calcestruzzo (Fig. 5.17). Da qui nasce la ricerca del coefficiente da assegnare (identificato comunemente con “m” o “n”) e che viene stabilito in ragione dell'ipotesi del mantenimento delle sezioni piane anche per l'area tesa e della congruenza delle deformazioni del ferro e del cemento, giungendo alla conclusione che tale valore era pari al rapporto fra i moduli di elasticità fra i due materiali, ovvero tra 10 e 15. L'incertezza nella determinazione esatta di tale valore era da addebitarsi alla difficoltà di garantire una perfetta omogeneità nella composizione dei calcestruzzi e delle modalità di stagionatura.

Nonostante le incertezze e le incongruenze indicate dai detrattori della teoria Coignet-Tédesco, tale metodo per semplicità d'uso e per il fatto che comunque era improntato a favore di sicurezza (le prove sperimentali evidenziavano uno scarto evidente in difetto fra i valori deformativi reali e quelli teorici) venne assunto come primario riferimento sia nella pratica che nella didattica universitaria, a fronte delle numerose formulazioni proposte al tempo sul complesso comportamento delle sezioni composte ferro-cemento, tra cui in particolare quella di Armand Considère che già nel 1899 intuisce il comportamento “plastico” del calcestruzzo, ovvero la capacità di deformarsi a trazione oltre i limiti delle tensioni ammissibili stabilite dal calcolo e di fornire quindi un contributo aggiuntivo in termini di capacità di resistenza. L'intuizione di Considère è alla base del

futuro sviluppo dei metodi di calcolo basati sulla deformazione plastica dei materiali e agli stati limite, oggi prescritti dalla normativa vigente e che si propongono di superare le incongruenze e le approssimazioni nella descrizione del comportamento delle strutture miste ferro-calcestruzzo mediante l'applicazione della sola teoria dell'elasticità.

Un secondo contributo fondamentale nello sviluppo della teoria di calcolo del cemento armato venne fornito da Emil Mörsch nei primi anni del Novecento. Mörsch prevede l'impiego dei ferri piegati ed uncinati agli estremi, come dispositivo idoneo sia per l'inversione dei momenti all'incastro sia per le azioni taglianti in corrispondenza del nodo ed introduce il concetto di "traliccio ideale resistente" come criterio per definire la spaziatura fra le staffe e raffigurato da una struttura reticolare dove le staffe sono i montanti tesi mentre le diagonali i puntoni compressi in calcestruzzo (Fig. 5.18).

Su queste basi, nel connubio che lega la riflessione scientifica alle istanze tecniche ed operative della costruzione, si consoliderà la progressiva diffusione ed affermazione della tecnologia del cemento armato nell'Europa degli anni Venti e Trenta del Novecento, sia nell'ambito dell'ingegneria delle grandi strutture, sia come veicolo preferenziale per lo sviluppo di nuovi linguaggi in architettura.

Capitolo 6

Struttura e costruzione

Nel campo dell'ingegneria delle costruzioni con il termine di struttura viene generalmente intesa quella parte della costruzione deputata a garantire la sicurezza statica complessiva dell'opera. In termini più generali ed in altri campi disciplinari, questo termine assume invece significati diversi, spesso riconducibili ad una organizzazione sistematica degli elementi di un insieme, le cui proprietà sono determinate da regole che ne stabiliscono le reciproche relazioni (come ad esempio nel caso della struttura linguistica).

L'etimo della parola *struttura* deriva dalla voce latina *structūra*, da *strūctus*, participio passato di *strūere* "costruire". Dunque si può rilevare la presenza di una forte assonanza fra i due termini, *struttura* e *costruzione*, intesi come derivazione da un comune significato originario.

Restringendo il campo all'ambito della costruzione muraria, tale distinzione viene rimarcata da Viollet le Duc (1814-1870) – teorico e architetto francese la cui fama è principalmente legata all'originario interesse mosso per le questioni della conservazione e del restauro degli edifici storici – che pone una precisa differenziazione del significato tra i due termini.

La spiegazione fornita da Viollet le Duc viene riportata in un passo dell'*Entretiens sur l'Architecture* (1872) dove, nel dimostrare la differenza fra una costruzione romana ed una gotica, si rimarca la primaria distinzione fra le parti che in un edificio sono chiamate a svolgere la funzione statica e quelle invece destinate a semplice riempimento, fra parti attive e parti inerti. Prendendo come riferimento la basilica di Costantino (Figg. 6.1/6.2), Viollet le Duc ne esamina il congegno costruttivo arrivando a concludere che

se noi spogliamo questa costruzione di tutto ciò che è inutile alla sua stabilità perfetta, noi possiamo [...] ridurre i pilastri interni all'appoggio verticale (H), aprire dei maggiori passaggi (K), sopprimere l'ordine gigante e costruire l'arco rampante (L) in corrispondenza della spinta delle crociere riportandola sul contrafforte (M). *C'est la structure vraie: questa è la vera struttura.*
(E.E. Viollet le Duc, *Entretiens sur l'Architecture*, VII conversazione, 1872, p. 267)

Queste affermazioni non hanno nessun fondamento scientifico, non sono valide per attestare la veridicità di una teoria. La formazione culturale e la preparazione tecnica di Viollet le Duc non sono, infatti, tanto diverse da quelle dei costruttori medioevali; poco sa di poligoni funicolari e di forze, e le considerazioni a cui giunge sono dettate soprattutto dalla sua capacità intuitiva, più congetturale che analitica. Dice a tale proposito, Viollet le Duc:

[...] È probabile che gli architetti del primo gotico fossero in possesso di regole molto semplici per le situazioni ricorrenti; ma è certo che si affidavano al loro giudizio di fronte a difficoltà da

risolvere [...] come se essi, avendo definite le curve delle pressioni degli archi, si industriassero di concentrare lungo di esse i materiali resistenti riportando in questo modo le spinte dalla sommità delle volte al suolo: così essi giunsero a considerare tutto ciò che era al di fuori di questo tracciato come inutile, da sopprimere [...]. Noi vogliamo essere compresi da tutti e perciò non ricorremmo a definizioni bensì a soli esempi. Sia una volta romanica a tutto sesto e sia definita la curva delle pressioni; se il muro che sostiene la volta ha una determinata altezza, il suo spessore dovrà essere tale che la risultante cada in un punto della base che individua la parte reagente. A che serve ciò che rimane?

(E.E. Viollet le Duc, *Dictionnaire raisonné de l'architecture française du XI au XVI siècle*, Paris, s.d. (1854-69), Vol. I, p. 64)

In sostanza, l'aspetto rilevante del contributo teorico di Viollet le Duc, risiede nell'aver intuito il problema centrale della teoria delle strutture, cioè che la soluzione ottimale – *l'ottimizzazione strutturale* – si ottiene concentrando il materiale resistente intorno alle linee della lungo le quali le forze in gioco si trasmettono e sono portate al suolo: la *struttura* diventa così lo schema delle linee, *l'ossatura muraria* è ciò che le materializza e la *costruzione* è ciò che rimane (Fig. 6.3).

Tale aspetto, nella sua semplicità, acquista una valenza fondativa nel momento in cui si è portati a descrivere e conseguentemente a comprendere il funzionamento strutturale di una costruzione muraria. Ad esempio se consideriamo un maschio murario soggetto ad una forza orizzontale ortogonale al piano della sollecitazione impressa, la sua risposta strutturale in termini di stabilità e rigidità sarà notevolmente inferiore al caso in cui tale azione risulta orientata sul piano stesso della muratura (Figg. 6.4/6.5/6.6).

Ritornando dunque all'origine del nostro discorso, alla maison Dom-ino di Le Corbusier, si può sostenere che una costruzione in scheletro in acciaio o in cemento armato, quando viene spogliata delle parti di completamento (divisori e tamponamenti esterni), mette in luce l'organismo resistente – lo *scheletro strutturale* – a cui vengono affidate in forma esclusiva le funzioni statiche: i pesi propri della costruzione, i sovraccarichi accidentali, le azioni sismiche, le azioni del vento; la sua forma viene pertanto definita in fase progettuale ed è stabilita in modo univoco per tutti i tipi di sollecitazione preventivate.

Viceversa, nella costruzione in muratura, lo scheletro resistente, la *struttura*, non è mai fissa ma dipende dal tipo di azione a cui è soggetta.

In generale, infatti, nella costruzione muraria, la struttura è nascosta ed è solo una sua parte. Questa distinzione fra *parti resistenti* e *parti inerti*, è fondamentale per comprendere ed analizzare i fenomeni fessurativi che insorgono nella costruzione muraria soggetta ad azioni esterne: le *parti resistenti* di una muratura, sotto una sollecitazione di compressione, si deformano in modo diverso da quelle adiacenti, generando di conseguenza linee di distacco fra porzioni contigue.

Tale comportamento è sostanzialmente diverso da quello a cui fanno riferimento le ipotesi della teoria dell'elasticità dominata dalla legge di Hooke di cui si è detto in precedenza e che stabilisce una proporzionalità diretta tra tensioni e deformazioni indipendentemente dal segno dello sforzo: i materiali standard (Fig. 6.7), a cui si applica tale teoria, hanno, infatti, la particolarità

[...] che se si prende un loro pezzo di forma qualsiasi e lo si sottopone a un sistema di forze in equilibrio – ad esempio anche due forze uguali e contrarie agenti lungo la retta che congiunge due qualsiasi sue particelle – tutte le altre particelle risultano soggette a stati di sforzo, variabili da particella a particella. Il problema classico della teoria dell'elasticità consiste appunto nella determinazione di questi sforzi, meglio tensioni interne, e viene tradotto, nell'ipotesi che in nessun punto vengano superati i limiti di validità della legge di Hooke, in un sistema di equazioni differenziali alle derivate parziali di ardua, se non impossibile risoluzione nella generalità dei casi.

(S. Di Pasquale, *L'arte di Costruire*, Marsilio, 1996, pp. 405-406)

La caratteristica principale di una costruzione muraria tradizionale è invece quella di essere realizzata mediante *l'assemblaggio* di elementi strutturali semplici, connessi fra loro con un sistema di vincoli di contatto monolateri; ovvero *l'eterogeneità dei materiali* e la *discontinuità* sono, sotto il profilo della natura costitutiva della muratura, i due aspetti che non consentono di applicare acriticamente le ipotesi che stanno alla base della teoria delle strutture in regime elastico o pseudo-elastico (Figg. 6.8/6.9).

Il paradigma della costruzione muraria come *assemblaggio di parti* staticamente determinate, induce di conseguenza anche a ricomprendere nella definizione assegnata al termine *struttura* anche la sua accezione più ampia, riferita in precedenza, cioè come sistema di relazione fra le parti. In questo senso, il *miglioramento strutturale* passa attraverso l'aumento del grado di connessione fra gli elementi discreti.

In altri termini, in condizioni statiche, la costruzione muraria tradizionale è definibile come il prodotto *dell'assemblaggio* di elementi strutturali vincolati in modo isostatico. Il sistema di carichi viene trasmesso agli elementi che direttamente li supportano e questi li trasferiscono sotto forma di reazioni agli altri elementi ai quali sono appoggiati. Nella gerarchia coerente di elementi supportati ed elementi di supporto e nel sistema di connessione che lega le varie parti ed elementi della costruzione sono rintracciabili i principi su cui si fonda la concezione statica degli edifici storici.

A tale concezione va dunque riferito l'approccio conoscitivo inteso alla comprensione del funzionamento strutturale dell'edilizia storica; la nozione di *assemblaggio* è, infatti, del tutto generale e si applica indistintamente a tutte le parti costruttive che compongono l'edificio – muri, solai, coperture – poiché anch'essi a loro volta sono il prodotto dell'unione di elementi discreti – mattoni, pietre, travi, travicelli, assiti, pianellati – con un sistema più o meno complesso di relazioni (Fig. 6.10).

A partire dal riconoscimento di questi semplici concetti e principi è possibile avvicinarsi alla comprensione della natura costitutiva e della ragione statica della costruzione muraria storica; una lettura attenta alla "complessità" e alla "specificità" più che alla restituzione di modelli descrittivi unificanti, nella cui schematizzazione si cela spesso lo scarto che li separa dalla realtà fisica della quale dovrebbero essere la rappresentazione.

Capitolo 7

Strutture miste

Uno dei fattori di debolezza della costruzione muraria storica riguardo alle forze orizzontali – con cui viene schematizzata l'azione del sisma – è rappresentata dall'assenza di continuità strutturale fra gli elementi costruttivi e che interessa tutti i sistemi di connessione che regolano la costruzione: dalla composizione delle murature, a quella dei solai (tra ordito ed impalcato), alle relazioni tra travi e murature, tra le coperture e i coronamenti sommitali.

Nel caso delle murature il presupposto di un corretto funzionamento strutturale è rappresentato dalla capacità della muratura ad evitare la formazione di una cerniera al piede e il conseguente ribaltamento per instabilità. Un incremento della rigidità e della stabilità di un maschio murario può essere assicurato dalla presenza di una corretta organizzazione dei conci componenti, ovvero soprattutto dalla presenza dei *diatoni*, deputati a legare e connettere le facce esterne della muratura affinché la sezione reagisca interamente alle sollecitazioni impresse.

L'importanza rivestita dalla presenza dei *diatoni* per assicurare la stabilità di un solido murario è stato chiaramente descritto dalle prove sperimentali eseguite presso il Laboratorio del dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica della Facoltà di Architettura di Roma, che ha evidenziato come una corretta disposizione dei conci secondo una presenza alternata di diatoni per ogni corso sia in grado di assicurare la stabilità del solido murario all'azione di una forza pari a circa il doppio di quella necessaria al ribaltamento dello stesso solido nel caso di presenza di un solo diatono disposto in sommità (Figg. 7.1/7.2/7.3/7.4/7.5/7.6).

Tale aspetto induce in primo luogo ad assegnare grande rilevanza al dato qualitativo della costruzione nella determinazione dei valori di risposta strutturale; ovvero nel momento in cui non sono solo i carichi verticali a generare sollecitazioni statiche sulla costruzione muraria ma si deve tener conto anche dell'azione sismica, le sole dimensioni geometriche della sezione muraria non sono da sole sufficienti per assicurarne la stabilità al ribaltamento, ma è necessario verificarne l'apparecchio costruttivo e la presenza o meno di conci di collegamento trasversale. Il termine di *monoliticità trasversale* indica pertanto la caratteristica di una muratura chiamata a rispondere alle azioni orizzontali attraverso il contributo fornito dall'intera sezione reagente della struttura, affinché non si verifichino delle traslazioni relative fra le parti costituenti.

Nel caso di *murature a sacco* – tipologia costruttiva ricorrente nei centri storici italiani soprattutto a partire dall'epoca medievale – le due fodere esterne contengono un riempimento di materiale incoerente che non sempre fornisce sufficienti garanzie rispetto ai meccanismi di danno prodotti da una forza orizzontale, mancando appunto di coesione interna e di un corretto ingranamento dei conci.

Allo stesso modo la presenza di murature a più strati senza conci di connessione fra i tavolati (in laterizio o in pietra) rappresenta uno dei più ricorrenti e critici fattori di debolezza delle strut-

ture murarie in contesti sismici proprio in ragione della ridotta reazione alle sollecitazioni di taglio che si innescano fra i tavolati (Figg. 7.7/7.8/7.9/7.10).

Le soluzioni costruttive storicamente adottate o riferite dalla manualista d'epoca (soprattutto ottocentesca) sono varie e di diversa natura, tra cui quella di prevedere una compresenza di elementi resistenti a trazione combinati con la muratura (Figg. 7.11/7.12).

A questo dominio appartiene la tipologia costruttiva della muratura innervata con telai in legno disposti secondo una griglia modulare i cui primi esempi sono rintracciabile a partire dall'epoca romana (come nel caso di Ercolano) e che sono presenti in vaste aree e culture costruttive, dal Medio Oriente (Turchia), alla Spagna, ai paesi anglosassoni (*fachwerk*) (Figg. 7.13/7.14/7.15/7.16).

La combinazione di muratura innervata o rinforzata con legno o ferro rappresenta anche una soluzione costruttiva storicamente adottata per migliorare la *monoliticità trasversale* della muratura nelle aree ad elevata vulnerabilità sismica. Un caso emblematico in tal senso è costituito dalla cosiddetta "casa baraccata", un sistema costruttivo misto legno-muratura impiegato già nel corso del XVII-XVIII secolo, soprattutto in Calabria, per migliorare la risposta strutturale degli edifici murari all'azione sismica (Figg. 7.17/7.18).

Un forte impulso allo studio e allo sviluppo di sistemi costruttivi antisismici per le costruzioni murarie avviene all'indomani del disastroso terremoto verificatosi a Messina nel 1908. Insieme alle proposte di strutture intelaiate in cemento armato (come il quartiere Lombardo-Hennebique) vengono elaborate soluzioni alternative improntate su una combinazione muratura-acciaio (Andreani, 1909; Minelli, 1909; Foresti Giò, 1909), muratura-conglomerato cementizio armato (Zany, 1921) o con murature costituite da blocchi sagomati in modo da ottimizzare l'ingranamento dei conci (Manfredi, 1909) (Figg. 7.19/7.20/7.21/7.22/7.23).

Queste esperienze costituiscono il prologo della nascita di un nuovo indirizzo nella progettazione delle strutture murarie in contesti sismici dando avvio alla peculiare esperienza – specificamente italiana – dell'impiego di strutture murarie portanti combinate a vario modo con pilastri e cordoli in cemento armato contenuti al loro interno, ovvero in struttura mista.

Le normative sismiche che verranno emanate dagli anni Venti del Novecento in poi, prevedranno infatti di rinforzare le strutture murarie – a secondo della pericolosità sismica della zona e per edifici superiori a due piani – con pilastri annegati in corrispondenza degli incroci fra i maschi murari e collegati con cordoli a cui ancorare i solai latero-cementizi a nervatura incrociata.

In particolare nell'Italia degli anni Trenta, sulla spinta esercitata dalle norme autarchiche che tenderanno a favorire l'utilizzo di materiali di produzione nazionale, l'impiego di strutture intelaiate in cemento armato risulta spesso combinato con la muratura che non ha funzioni di semplice tamponamento ma fornisce un contributo significativo anche in termini strutturali.

Ma la cultura tecnica e la riflessione teorica che si svilupperà in circa trent'anni, ovvero fino all'inizio del secondo conflitto mondiale, attraverso diverse e molteplici esperienze, subirà poi una rapida trasformazione con le nuove esigenze poste dalla ricostruzione post-bellica. Nello spazio di un decennio, gli anni Cinquanta, i tessuti urbani vengono rimodellati con la presenza di edifici realizzati in cemento armato, dove l'impiego della muratura portante cede progressivamente il passo all'utilizzo di tamponamenti leggeri (Fig. 7.24). Un processo trasformativo che si esplica attraverso una maggiore eterogeneità delle soluzioni costruttive, quale espressione sia delle specificità locali che delle istanze normative.

Le recenti modifiche dei dispositivi normativi, introdotte a partire dall'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri N° 3274 del 20/3/2003 e successive disposizioni attuative – Decreto 21 ottobre 2003 fino alla prima stesura del Testo Unico, riportano al centro dell'attenzione le modalità di messa in sicurezza del patrimonio edilizio esistente, con l'intento di fornire uno strumento attuativo a carattere prestazionale.

In questo quadro, sia le tipologie miste cemento armato e muratura, sia quelle basate sull'impiego di telai monodirezionali in c.a. (Figg. 7.25/7.26/7.27/7.28/7.29/7.30/7.31/7.32), rap-

presentano un nodo problematico di non semplice soluzione, proprio in virtù del carattere eterogeneo delle soluzioni costruttive adottate in passato (dalla compresenza di telai e setti murari, dalle sopraelevazioni in c.a. su murature portanti, dalle soluzioni antisismiche del primo novecento con nervature in c.a. “annegate” nelle murature o utilizzate come elementi controventanti) (Figg. 7-33/7-34/7-35/7-36).

Una eterogeneità che si presta ad essere descritta sia in termini sincronici che diacronici; ovvero, da un lato tali soluzioni appartengono alle specificità di ordine normativo che hanno sollecitato, a partire dal primo Novecento, ad uniformare le modalità tecniche in vaste aree del territorio italiano nel rispetto dei principi e dei criteri stabiliti dalla normativa sismica vigente all’epoca della costruzione. Allo stesso modo, sia in ragione dei mutamenti occorsi nell’applicazione della norma – modifiche della classificazione sismica delle aree – che della variabilità dei modi di costruire, è possibile riconoscere la presenza di significative differenze rispondenti alle specificità territoriali.

La conoscenza puntuale e accurata della matrice costruttiva, estratta dallo studio di casi esemplari, temporalmente e territorialmente definiti, costituisce in questo senso un passaggio essenziale per qualsiasi ipotesi di studio intesa ad indagarne le ragioni strutturali e a prefigurare le successive scelte di intervento sugli edifici. Un approccio teorico segnato dallo stesso paradigma culturale che ha promosso la nascita dei Manuali del Recupero (Roma, Città di Castello, Palermo, Matera) e dei Codici di Pratica (Ortigia, Matera, Regione Marche ed Umbria), il cui interesse ha primariamente riguardato i modi di costruire e le problematiche di miglioramento sismico della costruzione muraria storica, ma che mantengono una validità a carattere generale come metodo inteso ad indagare la matrice costruttiva degli edifici come strumento essenziale di comprensione dell’organismo architettonico e della natura strutturale.

Capitolo 8

Ottimizzazione strutturale

Con il termine di *ottimizzazione strutturale* si intende il criterio progettuale che consente sia di ottenere lo sfruttamento ottimale delle caratteristiche fisico-meccaniche di un elemento costruttivo attraverso un ridotto utilizzo del materiale, sia il raggiungimento del più alto livello di prestazioni offerte da un procedimento tecnico. Un concetto dunque a validità generale e che è connaturato con i principi fondativi su cui si è storicamente consolidata la Scienza e l'Arte del costruire (Fig. 8.1).

Tale aspetto è ad esempio alla base dell'affermazione della costruzione in acciaio che prende avvio nella prima metà dell'Ottocento in coincidenza con lo sviluppo della commercializzazione di elementi standardizzati prodotti industrialmente (Figg. 8.2/8.3/8.4/8.5). Il processo di fabbricazione segue la logica del migliore sfruttamento del materiale attraverso le fasi della sbazzatura, della laminazione e della profilazione dell'elemento. La gamma dei profilati è quindi conformata per rispondere al meglio alle sollecitazioni alle quali risultano soggette (Figg. 8.6/8.7/8.8). Una putrella a I (sia IPE che HE) è la forma ottimizzata di una trave metallica soggetta alle sollecitazioni di flessione e taglio; come detto il momento di inerzia esprime il grado di rigidità di una struttura e il cui valore è direttamente proporzionale al quadrato della distanza del baricentro delle masse dall'asse neutro. L'acciaio è un materiale che ha identica resistenza a trazione e compressione e al contempo ha un comportamento di tipo elastico con proporzionalità diretta fra sforzi e deformazioni (Fig. 8.9).

Conseguentemente nel caso di una trave incastrata agli estremi, la distanza relativa fra le ali, soggette sia a sforzi di compressione che di trazione, determina il braccio della coppia (il momento resistente) ed è quindi il principale parametro su cui agire per ottimizzare la forma strutturale dell'elemento. In termini ipotetici una sezione ideale costituita da due masse indipendenti pari a metà dell'area di una trave rettangolare disposte con il baricentro ad una distanza relativa pari all'altezza della sezione della trave stessa, permettono di avere un incremento di rigidità pari a circa tre volte quella della sezione omogenea. L'anima della putrella ha quindi il compito di dare unità fisica e costruttiva all'elemento correlando le due ali e di rispondere alle azioni di taglio per effetto di scorrimenti relativi fra le due ali (Figg. 8.10/8.11).

I profili scatolari o tubolari a sezione cava consentono invece di ottenere una riduzione dei pesi dell'elemento a fronte di una risposta ottimale alle sollecitazioni di compressione-trazione e torsione (in analogia alla formula idrodinamica generale dei flussi tensionali di una sezione continua indicata dalla legge di R. Bredt del 1896) (Fig. 8.12).

Allo stesso modo i pilastri a sezione a croce impiegati da Mies van der Rohe nella casa casa Tugendhat (1930), rivestiti con una lamina in acciaio inox, risolvono sia una istanza di carattere architettonico nel garantire una migliore libertà nella organizzazione spaziale interna, sia quella

di avere sezioni strutturali ottimizzate per le sollecitazioni di compressione e flessione su due assi X e Y (Figg. 8.13/8.14/8.15).

Le travi reticolari sono ugualmente caratterizzate dall'essere la soluzione ottimizzata di una trave in acciaio soggetta a flessione in presenza di luci considerevoli. Il principio è quello di incrementare l'altezza della sezione e di diminuire il peso complessivo della trave.

In linea teorica le travi reticolari sono costituite da briglie ed aste di parete soggette solo a sforzi di trazione e compressione (e dunque con una inerzia ridotta) correlate fra loro tramite vincoli a cerniera (per eliminare la presenza di momenti flettenti sulle aste); conseguentemente i carichi dovranno essere concentrati sui nodi, che devono inoltre essere i centri geometrici delle aste per non generare effetti flessionali per eccentricità (Figg. 8.16/8.17/8.18/8.19/8.20/8.21/8.22/8.23/8.24).

In realtà con il termine travi reticolari vengono generalmente intese anche quelle forme strutturali che non sono rispondenti ai predetti assunti teorici e che ad esempio prevedono la presenza di fazzoletti di irrigidimento in corrispondenza dei nodi (che diventano dei semincastri) generando momenti flettenti sulle aste.

La finalità di un migliore sfruttamento del materiale è alla base anche della scelta di impiegare lamiera grecata nell'esecuzione degli impalcati dei solai in acciaio; la piegatura della lamiera, spesso qualche decimo di millimetro, consente di aumentare il momento di inerzia della sezione (con un incremento dell'altezza) e di ottenere forme strutturali con un grado elevato di rigidità a flessione (rigidità per forma) (Figg. 8.25/8.26/8.27/8.28/8.29).

La combinazione con un getto di calcestruzzo cementizio a costituire la soletta (superiore a 4 cm di spessore e con annegata una rete elettrosaldata) genera il profilo nervato del solaio per resistere agli sforzi combinati di trazione-compressione in mezzeria e in corrispondenza degli ancoraggi alle travi di bordo (Figg. 8.30/8.31).

Le travi a sezione variabile, sia in acciaio che in cemento armato, rappresentano ugualmente una risposta ottimizzata sotto il profilo strutturale (Figg. 8.34/8.35/8.36/8.37); ad esempio le sezioni strutturali dei plinti di fondazione bassi e flessibili e delle travi rovesce derivano la loro forma dallo stesso principio della trave a mensola (Fig. 8.32). Nel caso teorico di un carico centrato sul baricentro del plinto, le reazioni del terreno (sempre nell'ipotesi ideale di distribuzione uniforme) sollecitano la struttura dal basso verso l'alto generando, al pari della mensola ma con segno opposto, azioni di taglio e flessione sulle due ali del plinto. Conseguentemente le fibre tese si trovano sulla parte inferiore del plinto (dove dovrà essere posizionata una rete elettrosaldata), i ferri piegati serviranno per le azioni di taglio e la gabbia metallica a chiusura dei quattro lati del tronco di piramide per dare continuità strutturale e fattibilità costruttiva all'opera a getto.

Nel caso delle travi rovesce l'andamento dei momenti è inverso a quello delle travi in elevazione e dunque anche i tondini di armatura vengono disposti a seguire il diagramma degli stati tensionali (Fig. 8.33).

Il processo che accompagna lo sviluppo degli orrizzontamenti in cemento armato, dalle prime applicazioni della soletta Monier, alla evoluzione dei primi decenni del Novecento, fino alle sperimentazioni degli anni Quaranta e Cinquanta sulle grandi coperture (Nervi, Torroja, Candela), risulta ugualmente contrassegnato da una ricerca di soluzioni costruttive improntate sull'ottimizzazione delle forme strutturali e del massimo sfruttamento delle caratteristiche meccaniche del materiale.

In Italia i solai latero-cementizi, ovvero l'impiego di laterizi cavi (definiti poi pignatte) tra le nervature del solaio, acquistano sempre maggior rilevanza a partire dai primi anni del Novecento in alternativa a quelli già in uso con le putrelle di ferro (a sua volta evoluzione delle cosiddette "volterranee") (Figg. 8.38/8.39). I principali vantaggi rispetto alle solette nervate erano molteplici: risparmio e recupero delle cassaforme; rapidità di esecuzione; leggerezza; migliore insonorizzazione; intradosso piano facilmente intonacabile (Fig. 8.40).

Al primo brevetto di Sigismondo Ghilardi del maggio del 1902, ne succedono numerosi (Lüling-Bölinger Milano 1902; Volpe Manfredini, Milano 1906; Frascardi-Calvino, Genova 1907; Frazzi, Cremona, 1908) fino al più noto di Miozzo-Salerni (Venezia-Padova) del 1912 (Fig. 8.41/8.42/8.43).

In particolare la ricerca di una migliore collaborazione fra laterizio e cemento armato passa attraverso una serie di sperimentazioni che vengono avanzate negli anni Venti del Novecento come nel caso del solaio Berra (con pignatte a forma triangolare che dimostravano una notevole rigidità) e i solai a nervature incrociate (a partire dal sistema Duplex di Danusso) che, oltre ad essere rispondenti alle indicazioni espresse dalla legislazione sismica, evidenziavano un comportamento a piastra appoggiata sui quattro lati, con il conseguente vantaggio di avere una diminuzione delle sezioni resistenti (in quanto il momento in mezzera non è $1/12 ql^2$ come nel caso di trave libera incastrata ai due estremi ma $1/30 ql^2$ per il contributo offerto dalla compartecipazione delle travi nelle due direzioni) (Figg. 8.44/8.45/8.46/8.47/8.48).

L'introduzione dei solai laterocementizi costituiti da blocchi di laterizio armati o in generale a travetti prefabbricati prende avvio in Italia a seguito delle nuove norme introdotte nel 1932 che permettevano di evitare la presenza di una soletta estradossale gettata in opera come previsto nelle precedenti norme del 1927 in cui era anche prescritto uno spessore minimo di 5 cm.

Obiettivo primario è proprio la riduzione dei pesi e conseguentemente dei costi, anche in conseguenza delle restrizioni nell'impiego del ferro imposte dalle leggi autarchiche. Il solaio SAP (Solaio ad Alta Portata) e lo STIMIP (con la soletta da gettarsi in opera) (Figg. 8.49/8.50), entrambi commercializzati dalla Rizzi, Donelli e Breviglieri di Piacenza, dopo aver ottenuto la validazione da parte del Ministero dei Lavori Pubblici nel gennaio del 1936, diventano un sistema diffusamente impiegato nel corso dei decenni successivi (solai SAPAL, IMER, Bisap, Cirex, Listex, Esseri, Kerasol, Keramos) aprendo la strada ai procedimenti basati prevalentemente sull'impiego di travetti prefabbricati in traliccio metallico e soletta gettata in opera (tipo Omnia Bausta) ancora oggi diffusamente impiegati (Figg. 8.51/8.52/8.53).

Un criterio di ottimizzazione strutturale, non legato alla forma dell'elemento ma incentrato sul comportamento meccanico del materiale, è quello improntato sui sistemi di presollecitazione delle strutture, quali in primo luogo i sistemi di precompressione delle travi in cemento armato, la cui prima codificazione teorica viene messa a punto da Eugène Freyssinet in Francia (1928) seguita da quella di Franz Dishinger in Germania (1928-34) e dal primo brevetto di Gustavo Colonnetti del 1939 in Italia (Fig. 8.54).

Il principio si basa sulla semplice considerazione che il corretto funzionamento di una struttura composita acciaio-calcestruzzo, nella separazione fra materiale resistente a trazione e materiale resistente a compressione, è affidato in primo luogo alle garanzie di aderenza fra i due materiali, che però risulta solo parzialmente assicurata in ragione dall'incapacità del calcestruzzo a sopportare gli stati tensionali a trazione indotti dall'allungamento dei tondini di armatura.

L'impiego di acciai ad alta resistenza risulta dunque condizionato proprio dall'incapacità di aumentare sensibilmente le caratteristiche di resistenza a trazione dei conglomerati cementizi se non attraverso procedimenti meccanici idonei a generare stati di coazione impressi. La collaborazione fra i due materiali viene trasformata in coazione mediante una pretensione dei cavi di acciaio – bloccati sulle facce opposte della trave mediante ancoraggi – che genera una compressione indotta sul calcestruzzo – ed un conseguente accorciamento unitario ϵ_c – dotandolo di una riserva di resistenza a trazione in virtù del positivo meccanismo della sovrapposizione degli effetti. Ovvero per effetto dell'accorciamento unitario ϵ_c del calcestruzzo, il relativo allungamento ϵ_s del cavo di acciaio tenderà gradualmente a diminuire con la riduzione della tensione iniziale, raggiungendo una condizione di equilibrio tra la compressione nel calcestruzzo e la trazione ridotta nell'acciaio. Sollecitando a trazione per flessione la trave stessa (secondo valori massimi stabiliti dal calcolo) si produrranno sforzi che si sovrappongono a quelli esistenti nei due materiali rispetto alla condizione di equilibrio in precedenza raggiunta. Se tali valori sono esattamente quelli di calcolo si otterrà la condizione teorica di completa decompressione del calcestruzzo e di uno stato a trazione nell'acciaio pari a quello preventivato prima della presollecitazione impressa (Figg. 8.55/8.56/8.57).

I procedimenti tecnici a precompressione si dividono principalmente nei sistemi *a fili aderenti pre-tesi* (utilizzati soprattutto per travi di piccole dimensioni come i travetti per i solai tipo

Varese, CELERSAP e SCAC) basati sul trasferimento degli stati di coazione per semplice aderenza fra acciaio e calcestruzzo, e a *cavi scorrevoli post-tesi* che prevedono l'impiego di guaine in cui scorrono i cavi e di ancoraggi di testata, al fine di ottenere travi di elevata portanza e di grande luce (ponti, grandi coperture).

Un notevole impulso allo studio di questo secondo sistema viene offerto da Riccardo Morandi a partire dal primo brevetto depositato nel 1944 (in cui la pretensione dei cavi viene ottenuta mediante l'impiego della corrente elettrica a bassa tensione) e soprattutto dalle straordinarie opere infrastrutturali realizzate nel corso degli anni Quaranta-Sessanta in Italia, quali i ponti strallati sul Polvevera a Genova (1960-67) e sull'ansa del Tevere a Roma (1963-67) dove si dimostra che con la tecnica della precompressione si potevano superare luci superiori ai cento metri, limite fino allora mai raggiunto (Figg. 8.58/8.59/8.60/8.61/8.62/8.63/8.64/8.65).

Capitolo 9

Miglioramento strutturale

La rilevanza posta all'assunzione del concetto di *assemblaggio* come principio costruttivo fondativo della costruzione muraria storica, risponde in prima istanza ad una questione di carattere statico-costruttivo ed in subordine anche ai requisiti di *manutenibilità* – previste dall'attuale normativa e finalizzate alla valutazione del ciclo di vita di un edificio – e a quelle della *reversibilità*; entrambe sono infatti parte di una concezione costruttiva incentrata sull'impiego di *tecniche di connessione* tra gli elementi strutturali finalizzate allo smontaggio e separazione delle parti e alla riciclabilità dei prodotti e dei materiali base.

Particolare rilevanza assume l'impiego dell'acciaio o di leghe metalliche combinate con la muratura, poiché oltre ai requisiti di compatibilità con la costruzione muraria storica, consentono di eseguire connessioni bullonate di semplice reversibilità.

Inoltre, la necessità di garantire il rispetto di alcuni presupposti su cui si fonda la teoria sismica applicata alle costruzioni in muratura, ovvero il rispetto del *comportamento scatolare* della fabbrica, della *rigidezza degli orizzontamenti* e dell'*assenza di azioni spingenti* sulle murature d'ambito, può essere efficacemente soddisfatta mediante l'utilizzo di accorgimenti e dispositivi propri della ragione costruttiva e strutturale della costruzione muraria storica, quali gli incatenamenti, le connessioni a secco tra trave e muro, i cordoli murari d'ambito alle imposte dei tetti, l'irrigidimento delle volte con sistemi passivi di contenimento delle spinte.

Il problema della messa in sicurezza nei confronti dell'evento sismico, che è la peggiore causa perturbante per le costruzioni murarie, è infatti primariamente riconducibile al grado di efficacia garantito dal sistema delle connessioni presenti. In altri termini, il principale problema posto dalla ricerca di soluzioni tecniche non invasive e a secco, riguarda la possibilità di evitare l'innescio dei principali meccanismi di danno, che, come rilevato da Antonino Giuffrè possono essere così definiti:

L'azione sismica produce una forza orizzontale, come prima fondamentale caratteristica del suo modo di agire, che chiama in causa vincoli usualmente non richiesti. Il primo effetto del terremoto è quello di distaccare le murature d'ambito, recidendo le deboli connessioni con le pareti interne ad essi ortogonali, per poi farle ribaltare.

Se le connessioni presentano una certa efficacia, tale ribaltamento è solo parziale, ma comunque determina un meccanismo di danneggiamento definibile "primo modo di danno" e che identifica la condizione di massima fragilità della struttura muraria nei confronti delle azioni orizzontali. Nel momento in cui il "primo modo di danno" è scongiurato per effetto di interventi di contenimento sulla muratura esterna, il compito di assorbire le azioni orizzontali del sisma è delegato ai muri trasversali; il superamento del loro limite di resistenza comporta l'insorgenza

di un altro tipo di danno, che si manifesta con lesioni che ne percorrono obliquamente lo sviluppo, dando luogo al “secondo modo di danno”.

(A.Giuffré, a cura di, *Sicurezza e conservazione dei centri storici. Il caso Ortigia*. Laterza, 1993)

Ciò si manifesta solo se il primo è stato evitato ed è innescato da una intensità sismica notevolmente superiore a quella del “primo modo di danno” (Figg. 9.1/9.2).

La seconda tipologia di danno non è comunque da considerarsi pericolosa per l'integrità della costruzione poiché, in analogia alle definizioni impiegate per le costruzioni in cemento armato o in acciaio, questi meccanismi possono essere considerati “duttili”, ovvero possono evidenziarsi lesioni anche consistenti nelle pareti trasversali, senza che per questo si inneschino delle pericolose perdite di equilibrio (Figg. 9.3/9.4/9.5).

Conseguentemente gli interventi devono essere mirati a:

sanare gli eventuali difetti originari, a risarcire l'effetto del degrado o delle manomissioni, ad introdurre gli opportuni miglioramenti nelle connessioni e a legare le pareti esterne a quelle ad esse ortogonali, rimanendo comunque salvo il principio inalienabile che le caratteristiche strutturali delle costruzioni, seppure migliorate, rimangono della stessa natura di quelle originarie, o anzi, i miglioramenti dovranno riprodurre un lessico costruttivo coerente con quello originale. Con tale criterio si assicura l'abitato fino al IX grado senza necessità di alcuna verifica numerica.

(A. Giuffré, op. cit. p. 159)

Tali criteri rispondono alla filosofia che guida la moderna normativa sismica internazionale e a quella vigente in Italia: ovvero danni alle strutture ma non collassi, mentre il rispetto delle caratteristiche costruttive originarie, con i necessari miglioramenti che le conferiscono la qualità della “buona regola dell'arte” inscrivono di diritto tale filosofia di intervento nella categoria definita di *miglioramento strutturale* secondo l'odierna legislazione sismica.

In sintesi, la “qualità della buona costruzione”, a cui ci si è costantemente riferiti e che costituisce la condizione indispensabile per la resistenza al sisma, è strettamente correlata e conseguente alle caratteristiche meccaniche dei diversi elementi costruttivi che compongono l'organismo edilizio, ovvero: corretta organizzazione e monolitismo delle murature; corretto appoggio delle orditure principali dei solai e delle coperture; incatenamenti delle pareti esterne a quelle trasversali (Figg. 9.6/9.7/9.8/9.9/9.10/9.11/9.12/9.13/9.14/9.15).

La relazione che lega una valutazione qualitativa della costruzione muraria alla sua capacità di resistere a determinati valori dell'azione sismica può essere definita secondo parametri forniti dall'esperienza in virtù degli effetti prodotti dagli eventi sismici nell'ambito del contesto territoriale a cui si fa riferimento.

Mediamente si può affermare che una scossa sismica dell'ottavo grado della scala Mercalli, mette in azione i più piccoli meccanismi di *primo modo*, ma solo con il nono grado è inesorabile. Ne segue che l'eliminazione dei meccanismi di *primo modo*, cioè un corretto incatenamento delle pareti esterne, è sufficiente a sopportare il nono grado senza danni evidenti o comunque senza collasso, purché siano rispettate le regole che definiscono la *buona costruzione*. Solo intensità superiori possono mettere in pericolo la costruzione e richiedono verifiche più rigorose.

Secondo questa impostazione teorica, il *miglioramento strutturale* di una costruzione muraria in ambito sismico è primariamente fondato sul presupposto di garantire un'efficace connessione fra gli elementi costruttivi mediante dispositivi atti a trasformare i vincoli di semplice appoggio in cerniere o semincastri e nell'assicurare un comportamento scatolare della fabbrica. Entrambe le questioni sono correlate al semplice assunto che la costruzione muraria è schematizzabile come un sistema gerarchico di elementi sovrapposti, in cui quello posto sotto sostiene il proprio peso e quello dell'elemento soprastante, primariamente governato dalle leggi della statica, ovvero dai soli carichi verticali.

La trasformazione di un vincolo di solo appoggio in un sistema in grado di rispondere anche alle forze orizzontali – rappresentate dall'evento sismico – costituisce dunque il primo obiettivo posto da un approccio al tema del recupero in ambito sismico ispirato al rispetto delle caratteristiche statico-costruttive originarie e della minima invasività e reversibilità dell'intervento (in primis per gli edifici storici soggetti a tutela) (Fig. 9.21).

Un obiettivo che viene perseguito mediante l'adozione e la rivisitazione di criteri e modalità tecniche appartenenti al mondo della costruzione muraria storica (Figg. 9.18/9.19), ovvero che escludono il ricorso all'impiego di procedimenti a getto in calcestruzzo armato o in genere di pratiche non conformi con i principi elementari che regolano la funzione strutturale e la ragione costruttiva della fabbrica.

La condizione di comportamento scatolare richiede la presenza di elementi strutturali capaci di assorbire le azioni di compressione e trazione che si esplicano per effetto di una azione sul piano orizzontale. L'impiego di cordoli in cemento armato in corrispondenza dei solai di piano (Figg. 9.26/9.31), come previsto dalla normativa sismica (D.M. 16/01/1996 e T.U. 14/09/2005), rappresenta una soluzione accettabile solo se le dimensioni di tali cordoli non pregiudicano la continuità strutturale della muratura, ovvero se la profondità dello scavo non supera circa 1/3 dell'intero spessore murario (mediamente cordoli di circa 15-18 cm di larghezza). Ciò richiede una verifica anche dello stato delle strutture murarie ed una eventuale bonifica (con *iniezione di miscele leganti, integrazione di conci, scuci e cucì*) (Figg. 9.16/9.17) poiché l'inserimento di un corpo estraneo dotato di una diversa elasticità ed inerzia può alterare le condizioni di equilibrio originarie con conseguenti lesioni per distacco o per insufficienza statica.

L'incremento dei pesi e della relativa inerzia e rigidità strutturale oltre alla compatibilità con le caratteristiche costruttive ed architettoniche originarie, sono i due principali motivi che tendono ad evitare l'impiego di solai latero-cementizi negli interventi di recupero su edifici murari storici. Una risposta ottimale è invece rappresentata dall'impiego di solai leggeri, in primo luogo a struttura lignea o in alternativa in acciaio; i vantaggi sono molteplici: leggerezza, rapidità di esecuzione senza impiego di centinature, compatibilità architettonica e costruttiva (soprattutto per il legno), reversibilità dell'intervento, procedimento a secco (o comunque con un uso ridotto di modalità a getto). Il principale difetto è invece rappresentato dalla deformabilità rispetto alle azioni flessionali e dalle sollecitazioni sul piano del solaio (come nel caso di azioni sismiche) (Figg. 9.35/9.36/9.37/9.38).

Per tale ragione grande rilevanza viene assegnata sia ai sistemi di irrigidimento di piano ottenuti con un miglioramento dei sistemi di connessione fra le orditure e tra queste e l'impalcato, sia con un incremento della rigidezza dell'impalcato stesso mediante procedimenti a secco o con una soletta gettata in opera (Figg. 9.22/9.23/9.24/9.25).

Nel caso dell'acciaio le connessioni fra gli elementi dell'ordito sono generalmente realizzate mediante bullonatura con squadrette, piatti e fazzoletti di collegamento, in quanto ciò consente una più semplice gestione delle operazioni cantieristiche di assemblaggio in opera, un migliore controllo e verifica della corretta esecuzione delle giunzioni ed infine la possibilità di ridurre i processi ossidativi tramite la zincatura a caldo degli elementi in officina (Figg. 9.39/9.40/9.41/9.42/9.43). L'impiego della saldatura si rende talvolta necessaria in presenza di forti irregolarità della geometria della scatola muraria (fuori squadra) che rendono difficoltoso il dimensionamento preventivo dei pezzi (tenendo conto che nelle strutture in acciaio la previsione della tolleranza è di pochi millimetri).

L'incremento della rigidezza sul piano del solaio è affidato soprattutto alla soletta nervata (lamiere grecate, getto di calcestruzzo con rete elettrosaldata per uno spessore complessivo variabile tra i 10 e 15 cm) e alla connessione fra questa e l'orditura al fine di ottenere una collaborazione strutturale fra l'ordito e l'impalcato (Figg. 9.44/9.45). L'impiego di riccioli, ammaraggi, pioli o in genere connettori saldati sull'ala superiore del profilato di acciaio ha la funzione di rendere collaboranti l'ordito e l'impalcato generando un aumento della rigidezza flessionale complessiva ed un benefico apporto alle azioni di taglio che si sviluppa per scorrimento relativo fra gli elementi.

La connessione di profilati di acciaio alla muratura si ottiene mediante zancatura diretta (fazzoletti metallici saldati, poi tagliati e ritorti per evitare lo sfilamento) o mediante perni filettati (con aggiunta di resine epossidiche per migliorare l'aderenza) fissati meccanicamente alla struttura muraria. Per i cordoli perimetrali è consuetudine impiegare profilati a C incassati nella muratura per circa 1/3 dello spessore complessivo in modo da facilitare le operazioni di messa in opera (con fissaggio meccanico o con zincatura sull'anima del profilato) e di soddisfare al contempo la funzione cerchiante propria del cordolo (alle azioni di trazioni e compressione sul piano del solaio) (9.32/9.33/9.34).

Tale soluzione è compatibile anche con l'impiego di orditure lignee; in questo caso è necessario prevedere una connessione trave-cordolo mediante fazzoletti saldati tra le due ali in corrispondenza dell'attacco della testata della trave muniti di foro centrale su cui viene inserito un perno filettato che svolge la funzione di cerniera. Una variante del sistema prevede l'impiego di un fazzoletto singolo e l'intaglio della testata della trave per una profondità equivalente a quella del piatto, preventivamente forati per alloggiare il perno passante.

L'eventuale connessione di pilastri in acciaio al piede richiede l'impiego di un plinto di fondazione in cemento armato, parzialmente prefabbricato o interamente gettato in opera, collegato ad un doppio sistema di piastre munite di dado e controdado per regolare la perfetta verticalità del pilastro, con dei perni filettati con testa ricurva o con piattine saldate all'estremità (tirafondi) (Figg. 9.46/9.47/9.48).

È comunque utile rammentare che, come detto in precedenza, non è permesso l'impiego di strutture miste in contesti sismici (muratura-cemento armato e muratura-acciaio) ovvero l'impiego combinato della costruzione muraria portante ed intelaiata; pertanto la presenza di pilastri in c.a o in acciaio esclude a priori il mantenimento delle funzioni strutturali originarie della muratura, se non quelle di semplice chiusura fisica di tamponamento. Per tale ragione nel caso di inserimento di una struttura intelaiata, questa non è connessa alla muratura (che sostiene solo il peso proprio) se non con dispositivi (a getto o a secco a secondo della tipologia costruttiva) che evitino fenomeni di roto-traslazione per effetto di azioni orizzontali (sisma).

L'impiego di nuovi solai in struttura lignea nei casi di recupero di edifici storici richiede particolari attenzioni nella realizzazione degli irrigidimenti di piano e nel sistema di connessione fra gli elementi dell'ordito e tra questi e il cordolo perimetrale. In presenza di doppia orditura, si deve prevedere una connessione puntuale fra le travi principali e secondarie mediante scarpette metalliche o perni filettati passanti in modo da evitare sfilamenti per inflessione o per traslazione orizzontale; ugualmente la connessione con il cordolo perimetrale deve essere garantita con dispositivi atti ad escludere una fuoriuscita della testata delle travi dalla sede di appoggio con cuffie metalliche dotate di perno passante imbullonato (Figg. 9.64/9.65).

L'irrigidimento dell'impalcato viene eseguito sia con sistemi a getto che con procedimenti a secco. Nel primo caso si impiega una soletta armata con rete elettrosaldata ($\emptyset 5/\emptyset 8 20''$) dello spessore variabile fra i 5 e gli 8 cm (peso variabile tra i 130 e i 150 kg/mq) gettata sopra l'assito dell'impalcato (o sopra il pianellato) e saldata ai bordi perimetrali ai ferri di armatura che vengono preventivamente inseriti nella muratura e ripiegati (a forma di coda di rondine) o ancorati con resine epossidiche per evitare lo sfilamento. È buona norma risvoltare la soletta per circa 15 cm sul piano verticale all'interno delle pareti d'ambito per generare una migliore connessione soletta-muratura. In aggiunta, per aumentare la resistenza a taglio sul piano del solaio, si utilizzano dei connettori in acciaio, (circa 3 a mq) avvitati all'assito e legati alla rete elettrosaldata, in modo da evitare scorrimenti relativi fra la soletta e l'impalcato stesso (Figg. 9.24/9.25/9.27).

L'uso combinato di catene e capochiavi (a paletto, piastra, prefabbricati in c.a.) generalmente posizionati all'interno della fascia segnata dallo spessore del solaio, permette di migliorare il sistema di connessione con la muratura per evitare fenomeni di roto-traslazione e di assicurare un collegamento fra le murature d'ambito in funzione di un miglioramento complessivo del comportamento scatolare della fabbrica.

I sistemi di connessione muratura-copertura in ambito sismico devono soddisfare due primarie condizioni: presenza di una cerchiatura perimetrale; assenza di azioni spingenti sulla struttura muraria in elevazione. La prima condizione viene soddisfatta con l'impiego di cordoli in c.a. (con gli stessi criteri enunciati sopra), di cordoli murari armati (presenza di una gabbia metallica inserita all'interno di un coronamento murario di circa 40-50 cm di altezza) (Figg. 9.59/9.60/9.61/9.62/9.63), di tralicci reticolari metallici piatti connessi ancorati alla muratura con perni (circa ogni 50 cm) (Figg. 9.66/9.67/9.68/9.69/9.70/9.71). La seconda condizione è funzione della tipologia geometrica e costruttiva della copertura. Escludendo l'impiego di coperture latero-cementizie – per l'eccessiva rigidità, pesantezza e compatibilità costruttiva – le soluzioni più idonee sono quella delle strutture leggere ed in primo luogo quelle in legno.

L'eliminazione della spinta, generata dal peso proprio e dai sovraccarichi, può essere perseguita attraverso l'utilizzo dei sistemi chiusi (autoequilibrati) e agendo sui vincoli di connessione muro-copertura.

Un esempio di sistema chiuso storicamente impiegato nella realizzazione delle coperture lignee a falde inclinate è quella della capriata (Figg. 9.49/9.50/9.51/9.52/9.53/9.54). La capriata scarica sulla muratura solo azioni verticali in quanto la presenza della catena evita l'allontanamento relativo dell'estremità inferiore dei puntoni (prodotti dalla componente orizzontale del carico). Per diminuire l'effetto flessionale dei puntoni (per luci superiori ai 6-7 metri) si impiegano le saette (saettoni o contraffissi) soggetti a compressione che sono connessi specularmente ad un elemento centrale, detto monaco, che ha la funzione di semplice connessione fra gli elementi per evitare problemi di scorrimento relativo a taglio (ugualmente al caso della connessione superiore con i puntoni).

Il monaco non deve in alcun modo connettersi rigidamente alla catena perché ciò genererebbe effetti negativi per inflessione della stessa, ma può avere la funzione di reggicatenina (con un dispositivo di sostegno inferiore a sospensione) e di stabilizzazione della capriata sul piano verticale. Particolare rilevanza nella conformazione delle capriate lignee è rappresentata dai nodi di connessione fra gli elementi che devono seguire delle precise regole geometriche per poter garantire un corretto funzionamento strutturale. L'impiego di staffe metalliche fissate con viti filettate sulle facce laterali delle travature a cavallo dei nodi di collegamento consentono di migliorare la tenuta delle connessioni in direzione ortogonale al piano della capriata.

Per luci di ampiezza superiore ai 7 metri o per ragioni architettoniche, si può optare per capriate miste legno-ferro con l'impiego di tiranti in acciaio connessi alle scarpe metalliche di ancoraggio dei puntoni e messe in tensione mediante manicotti filettati. A questa categoria appartengono le capriate Polonceau, in uso a partire dalla prima metà dell'ottocento, e che permettono di coprire luci fino ai 14-15 metri, mediante la combinazione di due travi armate ferro-legno collegate tramite una cerniera metallica a tre vie (Figg. 9.57/9.58).

L'eliminazione delle azioni spingenti sulla muratura d'ambito può anche essere garantita assegnando al cordolo la funzione di "assorbire" gli stati di sollecitazione di presso-flessione e taglio esercitati dai puntoni mediante vincoli di semincastro, ovvero realizzando una struttura spaziale chiusa ed autoequilibrata che scarica sugli appoggi perimetrali solo azioni verticali. L'impiego del sistema a getto in c.a. assolve a questo scopo ma, come detto, di contro può generare effetti negativi sulle strutture murarie per l'eccessiva rigidità e per il notevole incremento dei carichi.

I danni riscontrati a seguito dell'evento sismico umbro-marchigiano del 1997 e dal disastroso evento della scuola di San Giuliano di Puglia del 2003 rappresentano una chiara testimonianza degli effetti negativi prodotti da solai e coperture latero-cementizie impiegate negli interventi di adeguamento sismico eseguiti in precedenza.

L'adozione di un sistema autoequilibrato interamente in legno, provvisto cioè di un cordolo perimetrale e di vincoli di semincastro, consente invece di evitare azioni spingenti sulle strutture murarie in elevazione ma al contempo non determina un aumento dei pesi.

L'incremento di rigidità delle coperture in struttura lignea – al pari dei solai – viene garantita mediante una puntuale connessione fra le travature dell'ordito (puntoni ed arcarecci) (Figg.

9.72/9.73), fra questi e il tavolato (su il cui estradosso si dispongono gli elementi di isolamento termico e di tenuta). Da evitarsi l'impiego di solette armate per il considerevole aumento dei carichi; in alternativa ed in presenza di pianellato si prevede l'impiego di una cappetta in calcestruzzo armata dello spessore di 2-3 cm con rete metallica fine o in fibra di vetro, al fine di migliorare il sistema di connessione tra il laterizi del pianellato e la rigidità sul piano (Fig. 9.74).

In aggiunta l'utilizzo di elementi di controvento, con tondini metallici ancorati all'estremità delle travi primarie e muniti di tenditori per il tiraggio, hanno ugualmente la funzione di irrigidire il piano della copertura e di assorbire le eventuali sollecitazioni orizzontali di trazione e compressione che si esplicano sul piano delle coperture per effetto dell'azione sismica (Figg. 9.75/9.76).

Negli interventi di miglioramento sismico particolare rilevanza assumono le problematiche inerenti gli archi, le volte e le cupole e che richiederebbero una trattazione specifica, che esula dalle finalità del presente lavoro. In termini generali si può evidenziare che le modalità tecniche devono essere ispirate ai medesimi criteri enunciati in precedenza e che in particolare vanno evitate soluzioni eccessivamente invasive e che modifichino il funzionamento originale della struttura; ad esempio l'impiego di cappe armate estradossali sono fortemente sconsigliate, per due motivi primari: il primo è relativo all'incremento dei carichi statici che conseguentemente peggiorano la risposta al sisma, in quanto l'entità di quest'ultima è funzione anche della massa; in secondo luogo poiché la presenza di una controvolta modifica lo stato di sollecitazione originario a compressione e può innescare un meccanismo di allentamento delle tensioni dell'arco portando al distacco dei conci per mancanza di azioni di contrasto (Fig. 9.77).

Le alternative vanno quindi ricercate: nell'impiego di sistemi passivi, in primis l'inserimento di catene metalliche; nelle opere di bonifica locale con iniezioni di boiaccia di calce, integrazioni e risarcimenti di materiale compatibile con quello originario; nell'irrigidimento estradossale (quando possibile) con tavolati leggeri di irrigidimento (frenelli). Tali opere possono essere integrate – se indispensabile – con l'applicazione di nastri in fibra di vetro o di carbonio ancorati alla struttura mediante una matrice di resina epossidica e connettori in carbonio (Figg. 9.78/9.79/9.80/9.81/9.82/9.83/9.84/9.85/9.86/9.87/9.88/9.89/9.90/9.91/9.92).

Capitolo 10

Struttura, involucro

Quando, nel maggio del 1927, si aprono i cancelli della Weissenhof Siedlung, la mostra sperimentale sull'innovazione delle tecniche in edilizia sorta in soli cinque mesi sulle pendici ai margini di Stoccarda, i commenti apparsi sulla pubblicistica specializzata del tempo sottolineano con chiarezza quale fosse il primario obiettivo culturale perseguito dagli organizzatori di tale iniziativa: la ricerca della corrispondenza fra l'idea di *Architettura* che sottende alle scelte linguistiche, tipologiche e funzionali del Nuovo Corso Architettonico – *la Neue Sachlichkeit* – e il dato innovativo rappresentato dalla componente *Tecnica*; ovvero, l'affidabilità, la durabilità, la rapidità, l'economicità, l'efficienza energetica dei sistemi costruttivi, fissano i parametri su cui misurare la qualità complessiva del progetto-prodotto, in accordo con l'impronta innovativa esibita dalla figurazione architettonica (Figg. 10.1/10.2).

Al termine dell'inaugurazione, prende avvio la prima campagna di verifica prestazionale condotta dalla RFG (Reichsforschungsgesellschaft – Società Federale di ricerca relativa all'economia della costruzione e dell'abitare) l'organismo statale che assumerà il compito di monitorare lo stato conservativo degli edifici, il rendimento energetico, il comfort abitativo, ed anche il livello di soddisfazione psicologica degli abitanti. Non vennero fatti sconti e nelle pagine del bollettino dell'RFG del 1929 (poi pubblicati anche in *Die Bauwelt*, *Der Baumeister*, *Die Baugilde*, *Die Bauzeitung*) a circa due anni dalla conclusione dei lavori, viene riportata una puntuale rassegna dei difetti costruttivi, degli errori progettuali e delle risposte prestazionali; nel complesso l'esperienza viene valutata positivamente, ma forti e motivate sono le osservazioni sul livello di affidabilità delle soluzioni tecniche adottate.

I tamponamenti delle case progettate da Johannes Peter Oud sono già lesionati (Figg. 10.8/10.9/10.10); la soluzione di Walter Gropius per il modello prefabbricato a pannelli modulari mostra problemi di isolamento termico; l'edificio in acciaio di Ludwig Mies van der Rohe (Figg. 10.3/10.4/10.5/10.6/ 10.7) evidenzia distacchi tra tamponature e telai, un sottodimensionamento delle strutture metalliche e problemi di isolamento acustico. In questo panorama le due case progettate da Le Corbusier e Pierre Jeanneret, denunciano una buona qualità costruttiva, ma qualche difetto viene riscontrato in merito al comfort abitativo interno (funzionalità in rapporto alla flessibilità d'uso e coibenza termica per le ampie aperture finestrate), soprattutto per il prototipo Rathenaustrasse 1-3 con l'allestimento doubleface notte-giorno (Figg. 10.11/10.12/10.13/10.14).

Ma indipendentemente da ciò, alcuni di questi progetti esprimono chiaramente uno scatto in avanti nella formulazione di un *nuovo linguaggio architettonico*, segnando uno stacco deciso con la cultura tecnica del tempo, non solo nel campo dell'edilizia ma anche nel confronto con altri settori dello sviluppo tecnologico. Ad esempio, nell'immagine che ritrae la casa di Rathenaustrasse 1-3, campeggia in primo piano la sagoma di una Mercedes su cui si appoggia la silhouette di

una distinta signora in tailleur bianco e cappello alla moda (Fig. 10.15). Nel confronto che si può istituire tra le due figure, quella dell'automobile e quella dell'edificio, immediato appare lo scarto che separa i due prodotti: l'immagine architettonica esprime ed allude ad un livello di modernità tecnica ed espressiva che supera ampiamente quella esibita dal design dell'automobile.

Un confronto che, se trasferito alla nostra epoca, restituisce una condizione contraddittoria e diversificata. Da un lato prevale la dimensione degli interventi edilizi, privi di qualsiasi elemento di significatività, sia sotto il profilo tecnico che di ricerca progettuale; in questo caso il parallelo istituito con l'odierno design automobilistico invertirebbe i dati di tale rapporto, riconoscendo un divario netto nell'evoluzione dell'apparato tecnologico fra i due settori, spostandolo sicuramente a favore del secondo. Sull'altro fronte, in quantità minimale, il dominio occupato dalle opere di architettura, dove emergono con forza alcuni episodi di punta della contemporaneità.

La campagna pubblicitaria di note case automobilistiche, impiegano le architetture di Calatrava e Gehry come set su cui far posare i propri modelli, riconoscendole quali icone della contemporaneità, rappresentazione di un mondo tecnologicamente avanzato (Fig. 10.16).

Il tema dell'immagine, come veicolo preferenziale per la trasmissione dei significati in architettura, assume in questi casi un ruolo primario nel decretare il successo mediatico di un'opera; una immagine che spesso è l'esito di un complessa formulazione spaziale e costruttiva, difficilmente traducibile nelle canoniche forme della rappresentazione cartesiana e strettamente relazionata alle infinite possibilità manipolatorie oggi concesse dall'impiego degli strumenti informatici.

In questo spazio si materializza il primo livello di ingresso della componente *Tecnica*, nella possibilità mostrata dallo strumento informatico di gestire informazioni complesse che travalicano le naturali possibilità immaginative del progettista, divenendo – nell'accezione data da Galimberti – *soggetto a valenza decisionale* e non più solo *strumento* (Umberto Galimberti, *Psiche e techne. L'uomo nell'età della tecnica*, Feltrinelli, 1999, p. 399).

La sostanziale differenza che separa la condizione di *strumento* da quella di *attore del processo*, è in questo senso riscontrabile proprio nel momento in cui l'impostazione del progetto, la fase ideativa che appartiene alla dimensione dello schizzo sintetico, viene in realtà fortemente condizionata, per limiti oggettivi della capacità previsionale del progettista, e sostituita dalla verifica delle possibilità combinatorie concesse dalle procedure informatizzate. Ciò incide direttamente sull'approccio stesso alle tematiche del progetto, non solo per l'esito formale conseguito, ma anche per alcuni fondamenti teorici che presiedono alla pratica dell'architettura, modificandone, in particolare, l'atteggiamento nei confronti del concetto di *costruibilità*, nel passaggio fra la fase ideativa a quella della sua trasposizione nella realtà fisica della costruzione.

Alcuni noti esempi di progetti e cantieri contemporanei possono aiutare a comprendere meglio il senso di queste affermazioni.

Beijing, stadio per i giochi olimpici del 2008. Progetto di Jacques Herzog e Pierre de Meuron. L'esito del concorso premia l'idea originale dei progettisti. Una grande cesta intrecciata risolve lo spazio ovale dell'impianto sportivo (Figg. 10.22/10.23). Un'immagine suggestiva che viene oltremodo enfatizzata dai renderings che consentono di sfumare i confini fra realtà e finzione. Soprattutto nella ricerca verso una materializzazione del concetto di *continuità strutturale*, uno dei principali obiettivi perseguiti fin dall'antichità dai progettisti-costruttori, per superare i limiti fisici, funzionali e spaziali imposti dal sistema murario.

Poi vi sono le immagini reali, quelle del cantiere. Visto da un'altra prospettiva, questo intreccio – da alcuni chiamata *filigrana* – assume un diverso carattere; grandi travi scatolari di acciaio si compongono di una successione di pezzi saldati in opera; la curvatura è approssimata da una spezzata; difficile comprendere il senso di questo intreccio sotto il profilo del *funzionamento della struttura*, delle possibili implicazioni sull'*ottimizzazione della soluzione costruttiva sotto il profilo ingegneristico*. Sembra più semplice pensare che tale soluzione sia l'esito di una scelta formale, a cui si è data poi una risposta di ordine tecnico-costruttivo, come necessità di verifica, ma indipendente dalle ragioni su cui ha preso forma l'idea di progetto (Figg. 10.24/10.25).

In altri termini, sostenere che tutto ciò abbia senso e che funziona (secondo i parametri pre-stazionali che vogliamo assumere) non è oggi difficile, soprattutto perché la complessità di tali progetti porta ad estendere i margini entro cui poter circoscrivere l'esattezza o l'errore dei metodi di verifica. Ma il dato è un altro ed induce a riflettere se tali scelte siano espressione di una sintesi alta fra tutte le istanze del progetto, non solo quelle mediatiche o formali. La soluzione adottata per lo stadio di Pechino non appare ad esempio né razionale sul piano *dell'ottimizzazione delle ragioni strutturali*, né adeguata sotto il profilo costruttivo. La fluidità esibita dal modello virtuale non trova corrispondenze nella scala reale, quella dell'opera in costruzione. Non solo, i materiali e le modalità tecniche impiegate per la realizzazione sono sostanzialmente quelli del cantiere tradizionale: grandi travi in acciaio saldate in opera che tentano di approssimare uno sviluppo curvilineo, che ovviamente sarebbe garantito solo mediante l'impiego di procedimenti a getto; nulla di particolarmente innovativo sembra dunque caratterizzare il sistema tecnologico adottato, né le procedure di messa in opera, che appunto testimoniano di una complessità soprattutto geometrica e dimensionale.

Poi l'innovazione entra in gioco quando si definisce la *pelle del rivestimento* in cui si concentrano i maggiori interessi dell'industria e che decreta l'esito complessivo dell'opera, la sua immagine. Uno scollamento – fra *struttura ed involucro*, matrice costruttiva e figurazione architettonica – che sempre di più incide sugli orientamenti che oggi guidano la teoria e pratica in architettura.

Zaha Hadid insegue con successo un intendimento perseguito da molti progettisti e costruttori del '900 a seguito della rivoluzione tecnica offerta dal sistema a getto in cemento armato; poter dare corpo ad una idea dinamica dello spazio architettonico, plasmato da forme fluide e continue. I modelli virtuali raffigurano oggetti di design di grande suggestione formale (Figg. 10.17/10.18/10.19). Ma quando si varca la soglia del cantiere, prima che il rivestimento confezioni l'immagine finale, la vista del congegno strutturale e costruttivo, riferisce ancora una volta di uno sfasamento – o meglio di un adattamento – ad una realtà ancora fortemente ancorata alla dimensione artigianale del lavoro e con una ridotta valenza innovativa del dato tecnico-costruttivo.

Nel Phone Center di Wolfsburg le forme fluenti e dinamiche che avvolgono senza soluzione di continuità l'involucro dell'edificio, sfruttano per una parte le potenzialità plastiche del cemento armato e per l'altra si "appoggiano" ad un sistema portante costituito da una trama "tradizionale" di profilati in acciaio, che approssimano il profilo curvilineo dell'involucro, dando vita ad un incerto quanto confuso *intreccio strutturale* (Figg. 10.20/10.21).

Dunque, sotto questa angolazione, escludendo come detto la questione della "pelle" che raccoglie in positivo le più avanzate ricerche sui materiali promosse dal settore dell'industria delle costruzioni, nessuna particolare trasformazione *tecnica* sembra aver modificato l'ordine dei processi e dei modi di costruire nel campo dell'ingegneria edile. L'orizzonte tecnologico con cui si confronta Le Corbusier nell'esperienza del Weissenhof, così come quello su cui prendono forma le ardite soluzioni strutturali in cemento armato adottate dai progettisti degli cinquanta e sessanta del novecento - Nervi, Torroja, Candela - è nella sostanza equivalente a quello con cui anche Zaha Hadid è chiamata a confrontarsi (Fig. 10.26).

Un percorso però sostanzialmente differente da quello seguito dai pionieri delle grandi strutture sopraccitati; in Nervi, come in Torroja, la chiarezza formale è espressione di un processo di *ottimizzazione strutturale*. Opere pensate per durare e non solo per stupire, basate sulla razionalità che deriva da un'attenta riflessione sui principi del costruire, sulla correttezza nell'uso del materiale, sull'adeguatezza dei procedimenti di messa in opera.

Su questa linea si colloca anche la vicenda professionale di Santiago Calatrava, non sempre contrassegnata dallo stesso rigore, soprattutto nei progetti di architettura.

Ad esempio a Valencia, la grande scenografia urbana disegnata dagli edifici del Museo della Scienza, esprime indubbiamente una grande forza evocativa generata dall'impiego di architetture-sculture dai profili zoomorfi (Figg. 10.27/10.28/10.29/10.30/10.31/10.32/10.33/10.34/10.35). Ma scendendo di scala, quando la riflessione si sposta sull'analisi delle soluzioni di dettaglio o in

generale sull'adeguatezza di alcune scelte tecnico-costruttive, emerge qualche elemento di criticità. A circa un lustro dall'inaugurazione dell'edificio del Museo, i primi segni di invecchiamento e l'insorgenza di alcuni fattori di degrado, sollecitano ad interrogarsi su quale possa essere il futuro nella gestione e manutenzione di queste grandi opere di architettura, come simboli duraturi e rappresentativi della società. In questo caso l'immagine, bianca e pulita, è disegnata direttamente dalla *struttura*, senza mediazioni con la "pelle" di rivestimento; una scelta efficace, che però deve confrontarsi con le ragioni dettate dalle più semplici esigenze prestazionali, quali ad esempio, le problematiche di tenuta e smaltimento delle acque meteoriche. L'insorgenza di un segno di degrado – una infiltrazione, un accumulo di sporco, una traccia di deposito di materiale ferroso – non può essere disgiunto dall'esito finale a cui tale espressione di architettura allude, nella corrispondenza posta fra forma e struttura (Figg. 10.36/10.37/10.38/10.39).

Il problema si pone all'atto di trasferire una geometria così complessa – ma semplice nella formulazione digitale – in forma costruita, all'interno di quel dominio di regole e principi che governano il buon funzionamento tecnico-costruttivo di un edificio; ovvero, se confrontiamo questo progetto con un'opera di Nervi, ad esempio il palazzetto dello sport di Roma, la razionalità di alcune soluzioni tecniche adottate – chiara espressione di una *ottimizzazione strutturale* – hanno dimostrato la loro efficacia e validità proprio nella verifica del tempo, nelle garanzie di tenuta e manutenzione offerte nel corso di quasi cinquanta anni di vita (Fig. 10.40).

Forse è proprio in questo che si misura la differenza che connota la dimensione contemporanea e probabilmente del prossimo futuro; le "architetture di cartone" o i "packs" in alluminio di ultima generazione, soddisfano al meglio tre condizioni primarie: rapidità di esecuzione; libertà espressiva nelle disgiunzione *struttura-involucro*; temporaneità. Soprattutto l'ultimo dato è quello che ormai da tempo orienta la riflessione teorica sulla contrapposizione fra un'idea di architettura come "valore permanente", solido e duraturo, e quella che evoca il senso di provvisorietà, dell'effimero, della trasfigurazione per immagini.

Una riflessione che ci conduce forzatamente, ma inevitabilmente, all'origine del discorso sulla *Tecnica* poiché è a questo dominio che si fanno corrispondere – si crede errando – le possibilità dei nuovi linguaggi figurativi, espressione di una sempre più accentuata deriva formalista dell'architettura contemporanea.

Ma come già evidenziato in precedenza, non è l'apparato tecnico il primario promotore di questo processo, bensì, come sempre avvenuto, sono i mutamenti delle condizioni generali del vivere contemporaneo – con tutte le contraddizioni oggi presenti – ad influenzare e indurre la ricerca di inedite espressioni architettoniche. La *Tecnica* contribuisce solo in parte, in maniera non decisiva, per tale finalità, incidendo soprattutto nel settore della componentistica edile, delle finiture e delle frontiere fisiche verticali; ma i "canoni estetici", la sintassi che informa il linguaggi contemporanei, è figlia più della *Tecnica Informatica* che di quella dell'*Ingegneria delle Costruzioni*. Nel mondo delle icone virtuali la sperimentazione di forme e geometrie complesse – che già più di dieci anni fa Eisenmann teorizzava parlando dell'architettura ripiegata – funge da veicolo per la promozione dell'iconografia contemporanea, palesando una contiguità tra *innovazione linguistica ed innovazione tecnica*, al pari dei presupposti che avevano sostenuto l'iniziativa di Stoccarda. Ma tale binomio si risolve prevalentemente nelle modalità di *piegatura dell'involucro*, garantite dall'evoluzione dei materiali e componenti di facciata, non in una modifica della concezione tecnico-strutturale dell'opera, che rimane pressoché ancorata ai sistemi tradizionali in acciaio o in calcestruzzo cementizio armato; solo poche eccezioni – quelle che Le Corbusier citava come opere dell'ingegneria, nella tipologia del grattacielo o in quello delle infrastrutture – è possibile cogliere qualche interesse per la ricerca di nuove soluzioni sotto il profilo del connubio *forma-struttura, struttura-involucro* (Figg. 10.41/10.42/10.43/10.44). Il resto è molto spesso è finalizzato ad altri obiettivi, ad altre ragioni (Fig. 10.45).

Capitolo 11

Efficacia, efficienza

Il significato dei termini di efficacia ed efficienza è comunemente inteso come la capacità di raggiungere un determinato obiettivo con la minima allocazione possibile di risorse. Nel campo dell'ingegneria delle costruzioni tale concetto assume un significato più stringente che si correla direttamente al concetto di ottimizzazione ed economicità, ovvero ad un controllo delle scelte progettuali e di processo basate sull'impiego di metodologie e strumenti che garantiscano le performance prestazionali del prodotto.

Una istanza che prende forma solo a seguito di una progressiva affermazione della produzione industrializzata di materiali e componenti e che hanno gradualmente tradotto il carattere prettamente artigianale del lavoro in un sistema di procedure validate da un protocollo di prescrizioni normative e prestazionali.

A ciò si aggiunge un ulteriore fattore come elemento di sintesi e al contempo di ordine superiore, genericamente definito con il termine di *sostenibilità*, ovvero dell'efficacia e dell'efficienza di un intervento misurato con i parametri del corretto sfruttamento delle risorse rispetto alle disponibilità future o altrimenti inteso come un "processo di cambiamento tale per cui lo sfruttamento delle risorse, la direzione degli investimenti, l'orientamento dello sviluppo tecnologico e i cambiamenti istituzionali siano resi coerenti con i bisogni futuri oltre che con gli attuali" (cfr. rapporto Brundtland 1987).

Un fattore che ha fortemente inciso sugli indirizzi assunti nel settore delle costruzioni nell'arco dell'ultimo decennio, alterando significativamente sia gli approcci teorici che le pratiche operative. Le due primarie ricadute sono rintracciabili nelle caratteristiche di eco-compatibilità dei materiali e dei componenti edilizi e nelle strategie per l'efficientamento energetico, sia in termini di riduzioni di consumi che in quelle dell'utilizzo delle fonti energetiche alternative.

L'efficienza prestazionale dei prodotti edilizi risulta conseguentemente misurata non solo sulle specifiche tecniche e sulle caratteristiche fisico-meccaniche rispetto alle relative funzioni d'uso, ma anche sui criteri di compatibilità ambientale desunti attraverso una stima del costo energetico di produzione e dello sfruttamento delle risorse primarie misurato sul ciclo complessivo di vita del manufatto, comunemente definito come Life Cycle Assessment, ovvero Valutazione del Ciclo di Vita. La complessità connessa a tale tipo di valutazione per la molteplicità delle variabili in gioco, limita la sua applicazione in termini non prescrittivi, ma al contempo fornisce un indirizzo di sviluppo per produttori di materiali e componenti come indicato a scala europea dai regolamenti EMAS (761/2001/CE) ed Ecolabel 1980/2000/CE e nel più ampio contesto internazionale dalle norme ISO della serie 14040 in base alle quali uno studio di valutazione del ciclo di vita deve prevedere: la definizione dell'obiettivo e del campo di applicazione dell'analisi (ISO 14041), la compilazione di un inventario degli input e degli output di un determinato sistema (ISO 14041), la valutazione

del potenziale impatto ambientale correlato a tali input ed output (ISO 14042) e infine l'interpretazione dei risultati (ISO 14043).

Conseguentemente i criteri posti alla base di un approccio progettuale consapevole delle istanze eco-ambientali e di efficientamento energetico, vengono riassunti in un protocollo di azioni tese a garantire un rapporto equilibrato fra le risorse impiegate e i benefici attesi nell'arco dell'intero ciclo di vita di un edificio, ovvero perseguire un insieme strategico di obiettivi di cui si riporta di seguito un sintetico elenco.

1. Interagire positivamente con le caratteristiche climatiche ed ambientali del sito (approccio bioclimatico). Ciò in relazione a: fattori climatici, topografici, geologici, storici e culturali del luogo; distanza da fonti di inquinamento atmosferico, acustico, elettromagnetico; corretta localizzazione edificio nel lotto (profilo di ombreggiamento), rispetto all'orientamento (lato maggiore lungo asse est-ovest); ottimizzazione morfologica dell'edificio ovvero forme volumetriche compatte e poco disperdenti (coeff. forma s/v).

2. Creare condizioni di comfort ambientale interno. Le variabili che intervengono a definire le condizioni fisiologiche ideali interne sono riassumibili in: termoigrometriche (reagire a variazioni giornaliere e stagionali); acustiche (causa affaticamento psicofisico); visive (luce e visuale); salubrità ambienti (qualità dell'aria). Le caratteristiche dell'involucro devono quindi garantire il soddisfacimento dei requisiti di protezione dagli agenti meteorologici, di resistenza e inerzia termica (livello di isolamento e capacità di attenuare le oscillazioni di temperatura), di adeguata traspirabilità, di elevato isolamento acustico, di luminosità naturale (ottimizzando l'irraggiamento solare), di salubrità interna attraverso ricambi di aria.

3. Perseguire il contenimento dei consumi energetici attraverso: lo sfruttamento passivo della radiazione solare (captazione radiazione solare (vetrate), accumulo (solai e muri), redistribuzione ambienti (conduzione, convezione, irraggiamento); distribuzione spazi interni in rapporto con contesto climatico (zonizzazione); la presenza di idonee aperture per consentire l'ingresso alla radiazione solare invernale; l'impiego di soluzioni tecnologiche e materiali costruttivi che offrono elevate capacità di accumulo termico delle parti interne; l'utilizzo di involucri con un adeguato livello di isolamento termico per limitare dispersioni termiche del calore guadagnato; il raffrescamento naturale, ovvero con dispositivi fissi o mobili per operare il controllo della radiazione solare incidente sull'involucro, con l'incremento della ventilazione naturale locali per il ricambio aria e abbassamento temperatura in estate, con la riduzione uso sistemi meccanici, con la disposizione aperture esterne ed interne per ventilazione passante estiva, con la progettazione di sistemi di copertura con idonee intercapedini areate; lo sfruttamento illuminazione naturale (l'energia elettrica per illuminazione è pari a 1/3 energia totale consumata per l'edificio), con un corretto posizionamento delle aperture, utilizzando soluzioni tecnologiche capaci di aumentare l'efficacia di diffusione della luce naturale; lo sfruttamento attivo della radiazione solare per produrre aria o acqua calda utilizzando collettori solari quali elementi di supporto e per produrre energia elettrica con sistemi di celle fotovoltaiche.

4. Incentivare il recupero e il riutilizzo dei materiali, ovvero l'impiego di tecnologie a secco per facilitare lo smontaggio ed operare la raccolta selettiva dei rifiuti edilizi provenienti da opere di demolizione e nuova costruzione.

5. Favorire il mantenimento dell'assetto idrico del territorio, ovvero con la riduzione dei consumi di acqua potabile adottando sistemi di recupero, trattamento ed accumulo delle acque meteoriche (in primis raccolte dalle coperture) per usi compatibili (irrigazione, pulizia, scarichi, etc.), con la permeabilità delle aree di intervento e la realizzazione di cicli di fitodepurazioni delle acque reflue.

6. L'impiego della vegetazione come strumento di regolazione bioclimatica al fine di garantire il benessere visivo e psicologico degli individui, una azione di raffrescamento dell'intorno dell'edificio grazie all'ombreggiamento e di protezione dei venti dominanti invernali e il mantenimento della salubrità dell'aria.

7. Impiego di materiali ecologici (salvaguardia ambiente), e biologici (a tutela vita e salute individui), ovvero che non rilascino sostanze volatili o polveri nocive durante la produzione o l'im-

piego, che siano facilmente riciclabili o riutilizzabile anche dopo il primo impiego e che richiedono un ridotto consumo di energia.

8. Adozione e sviluppo di prodotti e soluzioni costruttive che garantiscano una elevata durabilità e una ridotta manutenzione d'uso.

9. Organizzazione delle attività cantieristiche in modo ambientalmente responsabile ovvero riduzione dei fattori di perturbazione delle condizioni ambientali (acustiche, visive, qualità dell'aria) e dei rifiuti di lavorazione.

Le questioni oggi poste riguardo al tema dell'efficienza energetica di un edificio vanno dunque misurate su una scala più ampia della sola verifica dei consumi e dei requisiti prestazionali dei materiali e dei componenti, dovendo tener conto dell'efficacia delle soluzioni sia in termini di ottimizzazione delle risorse disponibili, ovvero della sostenibilità futura dell'intervento e delle condizioni contestuali - ambientali e geografiche - in cui opera.

Restringendo dunque il campo della riflessione al solo al tema del contenimento dei consumi attuata attraverso un incremento delle prestazioni termiche dell'involucro, l'efficacia delle soluzioni tecniche preventivate sono fortemente condizionate da un corretto bilanciamento fra i requisiti di isolamento e quelli di accumulo termico, decretando una sostanziale difformità delle scelte in ragione della localizzazione geografica e climatica dell'intervento.

In particolare, riprendendo la terminologia corrente (cfr. Serra Florensa, Coch 1995) le primarie caratteristiche che definiscono il comportamento energetico dell'involucro vengono individuate in: isolamento, pesantezza, permeabilità, trasparenza, protezione dal sole, colore.

L'isolamento è il parametro che consente di valutare la capacità di un materiale ad essere attraversato da un flusso termico. Conseguentemente un involucro con elevato potere isolante genera una schermatura per i flussi di calore, sia in entrata che in uscita dagli ambienti interni. Tale aspetto è alla base delle soluzioni tecniche a cappotto - ovvero di strati isolanti posti sulla faccia fredda della parete - e di un orientamento di pensiero - di matrice nord europea e della regione Trentino - che, restringendo l'analisi solo ai flussi di calore uscenti in inverno ed entranti in estate, individua nell'isolamento termico il primario fattore di controllo del comfort abitativo e di riduzione dei consumi energetici. Ciò è ovviamente in contrasto con il comportamento energetico di un edificio in contesti climatici - come quello mediterraneo - dove le temperature minime di inverno e massime d'estate sono caratterizzate da valori diversi rispetto a quelle dei climi temperati freschi continentali ed in particolare proprio durante la stagione calda l'eccessivo isolamento può generare un accumulo di calore interno non facilmente attenuabile se non con l'impiego di sistemi di raffrescamento meccanico.

La pesantezza è invece relazionata al concetto di massa, ovvero di inerzia termica dell'involucro misurato su due parametri: lo smorzamento, che rappresenta la capacità di attenuare all'interno dell'edificio i picchi e i minimi di temperatura esterna; lo sfasamento, ovvero la capacità di trasferire nel tempo gli effetti termici che si verificano all'esterno. Gli edifici della tradizione costruttiva mediterranea si caratterizzano proprio in ragione dei requisiti di pesantezza dell'involucro, specialmente per quelli orientati a sud, est e ovest e per le soluzioni in copertura. L'efficacia della massa termica nei climi mediterranei è però condizionata alla presenza di una adeguata ventilazione notturna - una sorta di free cooling naturale - che consenta di eliminare all'esterno il calore accumulato dalla parete durante il giorno.

La permeabilità è quindi l'altro fattore che incide sull'efficacia delle soluzioni massive, perché determina il bilanciamento ottimizzato delle aperture in ragione dei flussi d'aria interno-esterno. La casa mediterranea ad esempio si caratterizza per una ridotta permeabilità d'inverno al fine di evitare una dissipazione del calore e per una elevata permeabilità d'estate al fine di migliorarne la ventilazione, sia con flussi orizzontali (le aperture collocate su facciate opposte favoriscono la ventilazione incrociata) sia zenitali (la presenza di pozzi di ventilazione interna). Tale istanza si correla anche al requisito della traspirabilità dell'involucro che determina i valori di umidità rela-

tiva e qualità dell'aria interna. Le soluzioni improntate ad un'elevata impermeabilità per evitare dispersioni termiche, sono infatti in contrasto con il rispetto dei requisiti di salubrità ambientale se non attraverso l'adozione di impianti di ventilazione meccanica.

La trasparenza dell'involucro si correla alla ricerca del corretto apporto di luce naturale per la vivibilità (il comfort) ambientale interno; l'architettura nordica è improntata alla ottimizzazione del grado di illuminazione naturale in termini di massima trasparenza a sud (grandi aperture, rapporto vuoto-pieno positivo, finestre in lunghezza), schermature a nord e camini solari; di contro la casa mediterranea predilige geometrie chiuse, forme compatte, aggetti a sud, coperture opache.

Nei climi mediterranei le tipologie eccessivamente trasparenti possono infatti generare ambienti surriscaldati poiché la radiazione termica che attraversa il vetro viene catturata all'interno degli ambienti (dalle pareti e dall'arredamento) e riflessa con lunghezze d'onda maggiori che non le consentono di attraversare il vetro; ciò genera un apporto di calore benefico in inverno, ma ovviamente controproducente in estate. Per tale ragione le superfici trasparenti dell'edificio devono essere orientate a sud, sud-est e sud-ovest per favorire i guadagni termici d'inverno ed essere dotate di adeguate schermature per l'ombreggiamento estivo, mentre negli orientamenti est e soprattutto ovest, le dimensioni vengono ridotte perché risultano inefficaci d'inverno, per lo scarso irraggiamento, e nociva in estate, poiché il tragitto dell'asse elioteramico del sole, basso alla mattina e alla sera, incide in maniera diretta su tali superfici. Allo stesso modo le vetrate zenitali favoriscono una dispersione del calore di inverno per la debole incidenza dei raggi ed un surriscaldamento in fase estiva per l'esposizione diretta nelle ore calde.

È poi opportuno che la disposizione delle schermature sia di tipo orizzontale per le facciate esposte a sud (il sole è alto) e di tipo verticale per le facciate esposte a ovest (il sole è basso nelle ore pomeridiane) e che per ottenere una ottimale efficienza energetica devono essere dimensionate in modo da garantire l'irraggiamento invernale e il totale ombreggiamento estivo. In particolare l'efficacia delle schermature di una casa mediterranea non deve essere verificata solo sulla base delle condizioni estreme - ossia il solstizio estivo (quando il sole ha un'altezza di 67° , alla latitudine di 45°) ed invernale (quando il sole ha un'altezza di 22° , alla latitudine di 45°) - ma anche in ragione dell'effettiva incidenza della radiazione solare rispetto alla temperatura ambientale del periodo, ovvero: gli aggetti a sud a protezione delle aperture risultano più pronunciati nel mese di luglio in quanto il sole è più basso ma la temperatura media è più alta e dunque le verifiche in regime estivo vanno condotte in un periodo prossimo al 25 luglio.

La questione del "colore" (riferito principalmente agli involucri opachi) è invece legata all'assorbimento superficiale e quindi al trasferimento di energia ricevuta per irraggiamento: come noto i colori scuri hanno un elevato coefficiente di assorbimento della radiazione solare (dunque da evitare nei climi caldi), mentre i colori chiari hanno un basso valore di assorbimento, ovvero un maggior grado di riflessione che ne riduce la captazione di energia termica.

In sintesi nei climi caldi o mediterranei, le differenze di temperature tra estate e inverno induce verso una variabilità nella scelte progettuali poiché queste vanno rapportate alle specifiche condizioni climatico-ambientali e di esposizione; ad esempio, riferendosi alle prestazioni dell'involucro, se viene privilegiata la compattezza e il forte isolamento ai fini del contenimento delle dispersioni termiche in inverno, è necessario valutarne gli effetti in estate per le limitazioni che ne possono derivare in termini di ventilazione naturale. Per tale ragione la flessibilità di assetto dell'involucro - mediante l'uso di componenti mobili che modificano il rapporto tra pieni e vuoti, trasparenza e opacità, isolamento durante la giornata e nell'arco delle stagioni, eterogeneità dei materiali in ragione all'esposizione relativa - rappresenta un utile espediente progettuale per ottenere una risposta efficace e corrispondente alla variabilità delle condizioni ambientali e climatiche.

Le considerazioni a carattere generale sopra citate hanno poi una ricaduta diretta sulle caratteristiche dei materiali e dei componenti edilizi, sia per quanto attiene ai requisiti e prestazioni

del singolo prodotto, sia nella progettazione dei sistemi integrati, ovvero costituiti dalla combinazione di più elementi.

Riferendosi all'involucro edilizio - ovvero pareti esterne (portanti o tamponate), infissi e copertura - l'efficacia delle soluzioni tecniche sopra prefigurate è infatti fortemente condizionata dalla variabilità delle caratteristiche fisico-meccaniche dei materiali impiegati e su cui, proprio a seguito del D.Lgs 192/05 e del D.Lgs 311/06, si è incentrata la ricerca per un contenimento dei consumi.

Una delle strategie più efficaci è stata senz'altro quella di agire sullo sviluppo di materiali e soluzioni tecnico-costruttive ad alta efficienza energetica: dunque sistemi leggeri ed iperisolati, per ridurre drasticamente i valori di trasmittanza termica dell'involucro e abbattere i consumi energetici invernali. È però evidente che tale modello, importato dai contesti nord europei o comunque connotati da condizioni di "protezione dal freddo" non si adattano a contesti, come quelli presenti per buona parte del territorio italiano, che hanno un differente standard termico dove prevale, o si bilancia, il fabbisogno energetico estivo.

Le soluzioni costruttive di involucro tipiche della tradizione costruttiva di gran parte del territorio nazionale sono infatti improntate sull'impiego della "massa" (inerzia termica) come equilibratore termico sia per "attenuare" e "ritardare" nel tempo l'ingresso dell'onda termica estiva sia per modulare i livelli di comfort abitativo e riduzione dei consumi energetici. La stabilizzazione delle temperature, garantita da involucri ad elevata inerzia termica, consente infatti di percepire un maggiore benessere ambientale estivo ed invernale, consentendo una riduzione dell'apporto impiantistico, soprattutto se vengono impiegati sistemi a basse temperature (come il riscaldamento a pannelli radianti).

In termini di isolamento il ricorso al sistema a cappotto rappresenta a tutt'oggi una delle più diffuse modalità di soddisfare i requisiti di abbattimento dei valori di trasmittanza previsti da normativa. Tale orientamento ha portato ad incrementare gli spessori delle pareti agendo essenzialmente sulle capacità isolanti del materiale, dimensionandolo in ragione della sua efficienza prestazionale. Gli isolanti a base sintetica, poliuretano o polistirene (espanso sinterizzato o estruso), forniscono la migliore risposta in termini di efficienza ed efficacia in quanto hanno un ottimo potere coibente ad un costo contenuto. Di contro i due primari difetti sono rappresentati dalla durabilità e dalla compatibilità ambientale: il primo è legato alla deteriorabilità del materiale in ragione delle condizioni ambientali, sia chimico-fisiche che di esposizione, che non forniscono garanzie di stabilità prestazionali nel tempo, ovvero paragonabili al tempo di vita media di un edificio; il secondo riguarda la riciclabilità e conseguentemente la sostenibilità, sia per la fase di produzione che per lo smaltimento futuro.

La diffusione di isolanti minerali, ovvero a base di vetro (fibre o cellulare), lana di roccia, ceramica (fibrocera) o organici (fibre vegetali, di legno, di cellulosa, sughero ...) nasce come una risposta aggiornata alle istanze sopracitate, nel tentativo di mediare i requisiti di coibenza e durabilità con quelli di compatibilità ambientale e di sostenibilità. In questo senso la misura dell'efficacia del prodotto non può essere stimata solo in base al costo di produzione - indubbiamente a favore degli isolanti sintetici - ma anche in ragione delle ricadute sui costi futuri.

La questione dell'inerzia termica, associata alla massa, è invece una delle prerogative dell'impiego del laterizio, pieno (mattoni) o forato. I requisiti prestazionali del laterizio sono la stabilità dei prodotti nel tempo, elevata durabilità, la capacità di combinare l'isolamento termico all'inerzia termica, la protezione acustica, la buona resistenza al fuoco in assenza di rilascio di sostanze nocive. In aggiunta vi sono poi questioni legate alla rapidità e semplicità di messa in opera che consentono un contenimento dei costi di costruzione. L'evoluzione normativa connessa all'esigenza di una maggiore efficienza energetica dell'involucro ha spinto verso lo sviluppo di laterizi più perforanti dal punto di vista dell'isolamento termico con tecniche mirate all'alleggerimento del materiale mediante la porizzazione, ovvero riducendo la densità dell'impasto dell'argilla cotta per diminuirne la conducibilità termica; le soluzioni più comuni prevedono la mescolatura dell'impasto di scarti di cellulosa o segatura che vengono bruciati in fase di cottura lasciando delle micro cavità.

Una seconda linea di ricerca ha invece riguardato la possibilità di raffinare le geometrie di foratura dei blocchi con l'intento di diminuire lo spessore dei setti e conseguentemente di garantire una mediazione fra una ridotta conducibilità termica, elevati valori di sfasamento e bassi valori di attenuazione (indicatori di inerzia termica). La disposizione dei blocchi con i canali verticali continui consente inoltre di maggiorare i flussi convettivi dell'aria interna per effetto camino e di migliorarne le prestazioni di isolamento, riducendo la conducibilità termica degli elementi.

Analogamente la produzione dei blocchi ad incastro o rettificati (ovvero a spigoli regolari) ha consentito di abbattere i problemi dei punti termici derivanti dai giunti di malta in quanto limitano l'uso della malta ai soli giunti orizzontali (blocchi ad incastro) o a spessori di pochi millimetri (blocchi rettificati).

Le soluzioni che prevedono l'integrazione del materiale isolante all'interno dei blocchi rettificati - lana di roccia, sughero, polistirene, perlite espansa, grafite, ecc. - garantiscono una elevata efficienza prestazionale in termini energetici, ma al contempo non quello della stabilità nel tempo, avendo differenti curve temporali di decadimento prestazionale dei diversi materiali. Gli isolanti hanno infatti una durata notevolmente inferiore a quella del laterizio e pertanto l'impossibilità di poter sostituire i materiali inglobati comporta una inevitabile perdita prestazionale delle pareti così conformate. In aggiunta vi è anche la questione dell'irreversibilità, ovvero l'impossibilità di poter operare sostituzioni future e la difficoltà di separare ambiti materici differenti a fine vita garantendo uno smaltimento selettivo. Per tale ragione, soluzioni monomateriche, come i blocchi a setti sottili, rettificati e con giunti verticali ad incastro, risultano ancora oggi più efficaci e con un minor impatto ambientale.

L'incremento dell'efficienza delle prestazioni energetiche delle pareti dell'involucro può essere perseguito anche mediante l'impiego di facciate ventilate o di sistemi a doppia pelle.

Il primo è generalmente costituito da una sottostruttura a grigliato (metallico) fissata meccanicamente alla parete di tamponamento o allo scheletro portante dell'edificio, che sostiene sia un pannello di isolamento termico posto sulla faccia fredda, sia il rivestimento in lastre (ceramica, pietra, alluminio, acciaio ...). Con il termine "parete ventilata" si intende dunque una parete opaca di facciata con rivestimento esterno discontinuo e posto in opera "a secco" tramite dispositivi di fissaggio di tipo meccanico o chimico-meccanico, dietro al quale è presente un'intercapedine sottile ma di spessore sufficiente sia ad interrompere la continuità fisica con gli strati di parete retrostanti sia a consentire una circolazione dell'aria al proprio interno.

In realtà il termine "ventilata" è più convenzionale che effettivo, poiché la "ventilazione" adottata per irraggiamento solare diretto della superficie esterna della parete fornisce un contributo minimale in termini di isolamento termico dinamico.

La primaria finalità dell'intercapedine è infatti quella di conferire al rivestimento a "parete ventilata" maggiore tenuta e al contempo ridotta sensibilità all'azione combinata di pioggia e vento, grazie alle quali poter mantenere gli strati di parete posti verso gli ambienti interni sempre protetti dall'acqua meteorica e dagli eventuali effetti di condensazione in intercapedine. Il contributo di coibenza termica conseguibile in estate tramite la ventilazione dell'intercapedine è infatti alquanto ridotto in valore assoluto ed è facilmente compensabile con un modesto incremento dello strato termoisolante. Tale irrilevanza risulta ancor più evidente se si prendono in considerazione gli effetti complessivi, nei periodi sia estivo che invernale, di una eventuale forte ventilazione dell'intercapedine e la discontinuità del rivestimento esterno. In altri termini, per conseguire una riduzione del flusso termico attraverso la parete opaca di facciata nel periodo estivo ed in quello invernale, risulta più conveniente utilizzare un rivestimento a "parete ventilata" molto isolato e poco ventilato che non viceversa. Ciò giustifica il fatto che ad essere realizzate siano, quasi esclusivamente, le soluzioni di tipo debolmente o molto debolmente ventilato, ovvero con dimensioni contenute dell'intercapedine che comunque non potrà essere inferiore ai 2 cm. Ciò non tanto in ragione degli effetti termici ma piuttosto per garantire una continuità della lama d'aria anche in presenza di possibili e prevedibili difetti di planarità e verticalità della parete in fase di messa in opera, so-

prattutto nei casi di interventi su edifici esistenti, poiché tali difetti possono generare scostamenti di parecchi centimetri rispetto alla piombatura delle facciate “al rustico”, mentre il rivestimento a parete ventilata deve garantire la perfetta piombatura degli spigoli tra i vari fronti. Conseguentemente per poter avvicinare i valori massimo e medio dello spessore di progetto dell’intercapedine al minimo ammissibile di 2 cm, è opportuno prevedere delle tolleranze di costruzione che siano le più ridotte in relazione alle caratteristiche delle strutture e delle pareti di tamponamento previste.

In sintesi, nelle pareti ventilate tradizionali lo spessore libero riservato alla lama d’aria varia da un valore inferiore di 2 cm ad un valore superiore determinato dal maggiore scostamento dalla piombatura ideale - misurato verso l’interno dell’edificio - delle strutture perimetrali e delle pareti di tamponamento. L’adozione di valori diversi, che non siano indotti per motivazioni di ordine progettuale o per necessità di ordine impiantistico, non è dunque motivato da ragioni di carattere tecnico-scientifico.

Per quanto attiene invece alle soluzioni a facciate continue a doppia pelle queste rappresentano una soluzione mediata fra la parete ventilata e il bovindo (anche integrato con il frangisole solare) poiché risulta costituito da una schermatura esterna, una intercapedine areata di grande dimensione (50-100 cm) e una parete vetrata interna. La pelle esterna consente di ridurre la trasmittanza termica della facciata in quanto il vetrocamera interno non è a contatto con l’ambiente esterno, ma è contenuto nell’intercapedine di facciata che presenta una temperatura maggiore. Conseguentemente il movimento dell’aria all’interno dell’intercapedine ventilata - generato per convezione naturale - tende a raffreddare le superfici vetrate con il fine di ridurre il carico termico che confluisce nei locali interni, con intensità crescente al crescere delle temperature dei vetri. Ovviamente nel periodo estivo la convezione sarà più accentuata rispetto al periodo invernale nel quale la facciata si mantiene a temperature inferiori. Per tale ragione alcuni sistemi prevedono la presenza di ventole di areazione e bocchette ad apertura meccanizzata.

A differenza della tradizionale facciata a singola pelle, il calcolo delle performance della facciata a doppia pelle non è determinata dal solo fattore solare g e dalla trasmittanza termica media di facciata U [W/m^2K], ma viene valutato sul comportamento dinamico del sistema, anche in ragione del carico termico esterno. Ciò significa che i vantaggi che vengono spesso decantati da produttori e progettisti sull’efficacia di tale sistema - soprattutto per gli edifici per uffici e per le tipologie a sviluppo verticale - dipendono strettamente dal contesto climatico ed urbano di riferimento, non sempre sono favorevoli ad un suo impiego, specialmente in climi mediterranei. Inoltre il suo utilizzo è condizionato anche dalle specificità progettuali con un approccio al problema sostanzialmente differente da quello adottato con sistemi e componenti di involucro convenzionali; risulta infatti indispensabile seguire una progettazione integrata involucro-impianto, poiché l’efficienza energetica dell’involucro dipende strettamente dal comportamento del sistema edificio/impianto di climatizzazione nel suo complesso.

I sistemi di ventilazione meccanica, citati in precedenza, acquistano in questo senso una funzione rilevante ma talvolta non sufficiente, in quanto mentre la portata d’aria che fluisce nell’intercapedine per ventilazione forzata, permette l’estrazione di quote significative di calore accumulato, la presenza di uno schermo che assorbe la radiazione solare - per abbattere la temperatura in estate - ne riduce l’efficacia. Conseguentemente nel periodo invernale la facciata mantiene temperature superficiali del vetro interno su valori molto vicini all’aria ambiente riducendone quindi l’effetto di parete fredda delle facciate trasparenti tradizionali, mentre nel periodo estivo le temperature superficiali raggiungono valori molto elevati e possono generare un effetto inverso sulla superficie parietale interna, dovuto all’asimmetria della temperatura piana radiante.

Dunque per stimare l’effettiva efficacia delle facciate a doppia pelle è indispensabile svolgere un’analisi complessiva che tenga conto sia dei vantaggi dal punto di vista funzionale ed energetico, sia dell’incremento dei costi gestionali e manutentivi rispetto ai sistemi tradizionali.

Il secondo primario elemento costruttivo dell’involucro è rappresentato dalla copertura, a conformazione piana, piano-inclinata e curva. L’efficienza delle prestazioni energetiche è condi-

zionata dagli stessi fattori descritti in precedenza per la stratificazione delle pareti, con specifico riferimento a quelle “ventilate”, che presentano però sostanziali differenze di funzionamento in ragione del manto di copertura impiegato, se di tipo continuo o discontinuo.

Il riferimento al principio noto come “effetto camino”, è quello comunemente adottato come modello rappresentativo del funzionamento di una copertura ventilata, sia in ambito divulgativo sia come criterio da seguire nella formulazione delle soluzioni tecniche. Un modello che, essendo basato sull’analogia tra una copertura ventilata e un condotto scaldato sulla superficie esterna ed avente un unico ingresso (in gronda) ed una unica uscita (in falda), si fonda sull’applicazione “teoria classica della ventilazione”, ovvero sui criteri di dimensionamento delle sezioni di ventilazione sulla scorta di tali principi elementari: a. il calore dissipato è proporzionale alla velocità dell’aria nel condotto, ovvero la quantità di calore uscente è funzione della portata massica (densità per velocità dell’aria) e del delta termico dell’aria tra ingresso e uscita; b. il calore dissipato è proporzionale alla sezione di passaggio nel condotto, poiché è noto il ruolo esercitato in termini di caduta di pressione dalla sezione di passaggio; c. il vapore dissipato - poiché si assume sempre maggiore la pressione di vapore internamente rispetto all’esterno - è anch’esso proporzionale alla sezione di passaggio del condotto.

Da ciò si deduce che ampie sezioni di ventilazioni garantiscono un migliore funzionamento del sistema mentre le modalità con cui è realizzato il manto di copertura - se discontinuo - non incidono sulle modalità di calcolo poiché tale parametro non è contemplato da tale modello teorico di riferimento.

Alcune sperimentazioni condotte su prototipi di coperture ventilate hanno invece evidenziato che la discontinuità del manto e le modalità con le quali sono realizzate le diverse soluzioni tecniche in commercio, incidono in maniera sostanziale sull’efficacia delle coperture “ventilate”, con discrasie significative tra quanto esposto in via teorica e l’effettiva resa termica in esercizio.

In particolare una campagna sperimentale su coperture discontinue in laterizio eseguita presso i laboratori della Facoltà di Ingegneria di Ancona sotto la direzione del Prof. Marco D’Orazio, ha evidenziato che tali coperture garantiscono una effettiva dissipazione del calore in estate, ma che ciò è solo parzialmente correlabile alla dimensione del canale di ventilazione proprio in ragione delle presenza della dissipazione fra i giunti che tendono ad annullare differenze anche significative in termini di sezione del condotto. Conseguentemente risulta poco efficace l’impiego di ampie sezioni di ventilazione su coperture caratterizzate da elevata permeabilità del manto mentre di contro si è constatata la positiva incidenza esercitata dall’isolante anche in presenza di ridotti spessori del canale di ventilazione. In altri termini tale indagine ha posto in evidenza come la presenza della ventilazione giochi un ruolo positivo per l’efficacia termica della copertura discontinua solo se questa non è eccessivamente elevata; sezioni di limitata dimensione consentono infatti di limitare i flussi termici uscenti in fase invernale, soprattutto per maggiori “delta” termici interno-esterno ed in ragione del positivo sfruttamento del riscaldamento del manto dovuto ai carichi radiativi.

Una stima univoca della dimensione della sezione del condotto non è quindi accertabile su base teorica mentre nella pratica è possibile indicare nella misura di cinque centimetri un valore di riferimento adeguato per le tipologie di coperture discontinue comunemente impiegate in Italia ed in rapporto alla media dei contesti climatici.

Una alternativa alla copertura ventilata, nei casi di tipologie piane, è rappresentata dall’impiego del manto vegetale. I principali vantaggi sono riassumibili nell’efficacia in termini di sfasamento dell’onda termica estiva, nella protezione delle membrane di tenuta all’acqua, nel garantire una migliore integrazione ambientale. Le criticità sono primariamente rilevabili nei costi manutentivi, sia di tipo ordinario che straordinario per difetti di funzionamento del drenaggio e dei canali di scolo.

La misura dell’efficacia termica di una copertura verde in termini analitici non è però attestata da nessun protocollo scientifico in quanto soggetta ad una serie di parametri - in primis la presenza discontinua dell’acqua nel pacchetto - che non consentono una valutazione stabile ed univoca.

Uno delle problematiche più complesse ed attuali in merito al tema dell'efficientamento energetico è sicuramente quella degli interventi sul patrimonio edilizio esistente, soprattutto quello recente, ovvero della seconda metà del novecento.

Il patrimonio edilizio esistente in Europa è responsabile per circa il 40% dei consumi finali di energia nei paesi membri dell'UE, di cui l'uso residenziale rappresenta il 63% dei consumi totali di energia del settore edile. Il numero di abitazioni totali nell'Europa a 25 è di circa 196 milioni con oltre il 50% di edifici residenziali costruiti prima del 1970 e circa un terzo di abitazioni costruite tra il 1970 e il 1990. In Italia il patrimonio edilizio residenziale esistente include circa 26,5 milioni di abitazioni, di cui 9 milioni sono edifici mono o bifamiliari. Di queste abitazioni circa 17,5 milioni sono state costruite prima della metà degli anni Settanta con scarsa o nessuna attenzione ai problemi energetici.

Viene infatti stimato che un edificio di questo periodo consuma in media circa cinque volte di più di un edificio costruito secondo gli attuali standard normativi e dieci volte di più di una *passivhaus*, essendo il suo fabbisogno energetico medio di circa in 200-250 kWh/mq. Un ulteriore elemento di valutazione riguarda poi il risparmio di risorse e di materie prime; buona parte del patrimonio edilizio recente ha da poco raggiunto il valore mediano del suo ciclo di vita e pertanto l'efficientamento energetico non soltanto ne riduce i consumi, ma ne prolunga nel tempo la sua funzionalità. Un approccio conforme anche alle istanze della sostenibilità ambientale poiché il recupero dell'esistente consente di evitare i costi di energia primaria per la demolizione e per la nuova costruzione, garantendo anche una maggiore efficacia proprio perché la prima non risulta ancora completamente ammortizzata.

Se ciò risulta oramai sostanzialmente accertato sotto il profilo teorico, la sua traduzione in protocolli operativi condivisi risulta invece contrassegnato da alcuni nodi problematici di non immediata soluzione. Il primo è relativo al carattere di eterogeneità che connota, sia in termini morfologici che tipologico-costruttivi, il patrimonio esistente; il secondo è invece rappresentato dalla variabilità delle condizioni ambientali, climatiche e urbanistiche che definiscono il luogo in cui è localizzato l'edificio.

Un orientamento assunto dalla ricerca in questo settore è quello di rappresentare entrambe le istanze attraverso una metodologia di analisi intesa ad individuare porzioni del patrimonio costruito sufficientemente omogenee per essere trattate a sistema, ovvero un insieme di edifici accomunati da una serie di indicatori che ne consentano uno studio e una proposizione di strumenti di intervento unitari.

In particolare nel settore dell'edilizia pubblica, dove l'applicazione della normativa sull'efficientamento energetico prevede un azzeramento dei consumi e della produzione della CO₂ entro il 2020, le strategie di intervento devono necessariamente tenere conto delle variabilità morfologica, tipologica e d'uso del patrimonio citate in precedenza e di cui si possono individuare degli insiemi omogenei: l'edilizia sociale, l'edilizia scolastica, l'edilizia sanitaria, gli edifici amministrativi e di rappresentanza istituzionale.

Soprattutto per le prime due categorie il rapporto tra diffusione territoriale, numerosità e dimensione volumetrica degli edifici, sollecita ad attivare criteri di analisi e modalità di attuazione degli interventi che siano connotati da metodologie condivise e ripetibili. Ad esempio, alcuni studi già svolti su campioni di edilizia scolastica hanno evidenziato che le azioni più efficaci sono primariamente orientate verso un incremento prestazionale dell'involucro edilizio, inteso come sommatoria delle pareti d'ambito, della copertura e degli infissi; i solai a contatto con il terreno, seppure rappresentino un importante fattore per l'efficienza energetica, richiedono interventi costosi e invasivi che ne diminuiscono l'efficacia. Il rendimento economico di tali interventi è però generalmente condizionato da un incremento prestazionale della parte impiantistica, senza la quale appare difficile garantire un ammortamento dei costi entro parametri temporali accettabili (nell'ordine dei 10 anni).

A titolo esemplificativo si riporta di seguito il criterio che può essere assunto per formulare una valutazione preliminare dei costi-benefici di un intervento basata sulla relazione che stima il

decremento atteso dei consumi di energia primaria di un edificio in ragione di alcuni interventi ipotizzati sull'involucro.

Il calcolo del consumo di energia primaria è stabilito dalla seguente relazione:

$$QL = H (T_i - T_e) * t$$

dove: QL è l'incognita espressa in KWh;

H = coefficiente di trasmissione [W/K] ;

T_i = la temperatura interna [°C];

T_e = la temperatura media mensile esterna [°C];

t = tempo di riscaldamento previsto per quella classe climatica [s].

In genere si considera solo il periodo da 15 Ottobre al 15 Aprile come periodo di riscaldamento per zona climatica di riferimento.

Da ciò si deduce che l'energia primaria risparmiata equivale a:

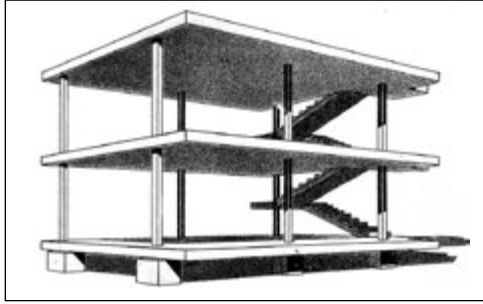
$$\Delta Q = QL (\text{stato di fatto}) - QL (\text{ipotesi riqualificazione}).$$

In termini economici, una volta stimato il costo dell'intervento, si valuta il valore del ΔQ considerando il costo del combustibile e conseguente il periodo di ammortamento.

A titolo esemplificativo si riporta un caso di valutazione preliminare redatto per un intervento di riqualificazione di una scuola. In prima istanza si stimano i valori di trasmittanza degli elementi dell'involucro dello stato di fatto, pareti, membrature in c.a., infissi e copertura. Si prefigurano gli interventi progettuali nel rispetto dei valori di trasmittanza fissati dalla normativa e si stimano i relativi costi. Conseguentemente si valuta il ΔQ avendo a disposizione i consumi dello stato di fatto e computando quelli di progetto. Il risparmio annuo viene dedotto considerando in ragione del potere calorifero del combustibile. Ad esempio nel caso di impiego di metano il valore di riferimento è di 9,5 kWh/mc. Per cui il risparmio annuo equivale a: $R_a = \Delta Q / 9,5 \text{ kWh/mc} \times \text{costo unitario combustibile}$ (in media il metano viene computato al prezzo di 0,63 €/mc + IVA). Il tempo di ammortamento sarà dunque: $T_a = R_a / \text{costo intervento}$

Tale valutazione, che come detto ha solo un valore preliminare, non considera il contributo offerto da un incremento prestazione degli impianti ma agisce solo sul fronte del contenimento dei consumi. Ciò significa che a partire da questo valore è possibile valutare l'apporto che può essere fornito da un miglioramento del rendimento dell'impianto e dalle possibili integrazioni con fonti alternative, quali il fotovoltaico, il solare termico, le serre solari e la geotermia. La divisione posta fra interventi passivi sull'involucro e quelli attivi di natura impiantistica, consente dunque di calibrare l'efficacia di un intervento in ragione delle diverse e molteplici variabili che connotano il patrimonio edilizio esistente.

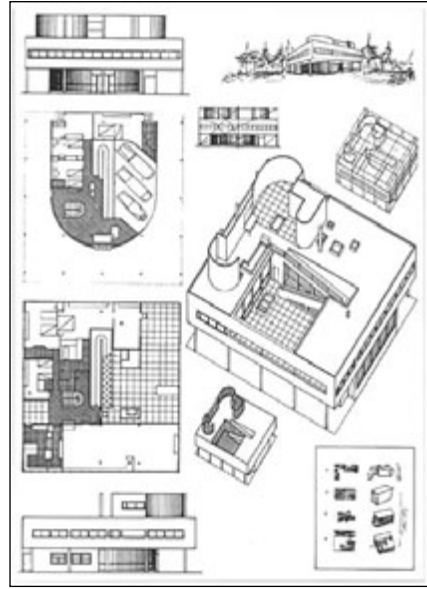
ILLUSTRAZIONI/*PICTURES*



1.1



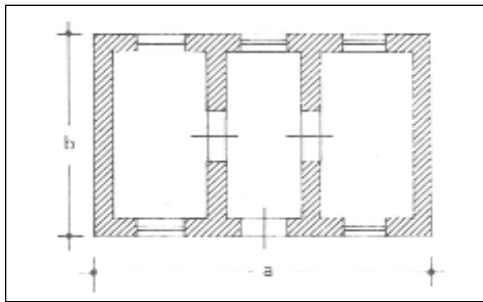
1.3



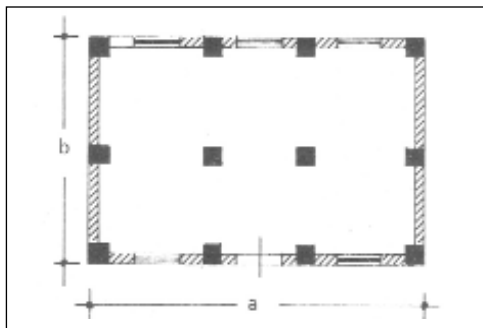
1.2



1.4



1.5

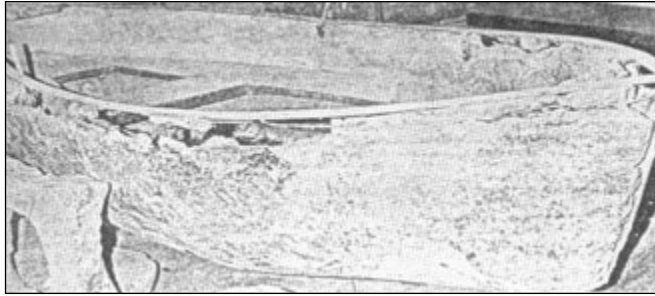


1.6

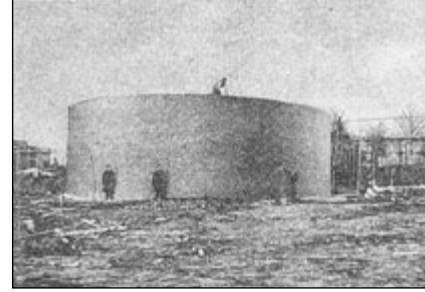
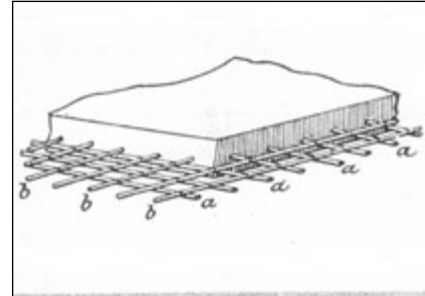
1.1 Le Corbusier, 1908. Disegno raffigurante il sistema Dom-ino incentrato sull'impiego di pilastri e solette in calcestruzzo cementizio armato come matrice strutturale primaria della costruzione. Il sistema Dom-ino venne proposto come soluzione da adottare per la grande opera di ricostruzione dell'edilizia sociale della città di Messina a seguito del disastroso terremoto del 1908. / *Le Corbusier, 1908. Design showing the Dom-ino system, based on the use of reinforced concrete pillars and floors as a primary structural matrix. The Dom-ino was proposed as an appropriate system for large reconstruction works for public buildings in Messina following the devastating earthquake of 1908.*

1.2 / 1.3 / 1.4 Le Corbusier, Ville Savoye, Poissy, 1929-31. L'organizzazione spaziale e distributiva è indipendente dall'ordine stabilito dalla griglia dei pilastri in calcestruzzo cementizio armato che assolvono alla funzione strutturale (piano pilotis); la parete diventa partizione fisica e si libera dai condizionamenti di ordine statico-costruttivo che regolano i principi della costruzione muraria portante (pianta libera). Le bucatore conseguentemente non sono vincolate a leggi di dimensionamento e di posizionamento (facciata libera), fornendo la possibilità di impiegare ampie finestrate orizzontali (finestre in lunghezza). Gli orizzontamenti piani di copertura consentono invece di recuperare gli spazi funzionali del piano pilotis (tetto giardino). / *Le Corbusier, Ville Savoye, Poissy, 1929-31. Spatial and internal organisation is independent of the order fixed by the grid of reinforced concrete pillars that serve a structural function (pilotis); the walls become physical partitions and are not subject to the rules of fixed construction that govern the construction of supporting walls (open plan). The positioning and sizing of spaces are not constrained by standard practices (free facade), offering the potential for large horizontal windows (full length windows). The horizontal roof surfaces allow for the recuperation of functional space of the pilotis (roof gardens).*

1.5 / 1.6 Il migliore sfruttamento dello spazio interno fra lo schema murario portante e quello puntiforme a telaio, è conseguente alla riduzione dimensionale delle sezioni strutturali, alla possibilità di realizzare campate di maggiore luce e alla maggiore flessibilità distributiva. / *The best exploitation of internal space between the supporting walls and those in pillars, follows from an overall reduction in the dimensions of the structural sections from the possibility for extended spans and greater organizational flexibility.*



1.7



1.8

RESULTS OF EXPERIMENTS TO ASCERTAIN THE RESISTANCE TO A GRADUALLY INCREASED BENDING STRAIN OF COMPOSITE BEAMS, RECEIVED FROM THADDEUS HYATT LOAD APPLIED AT CENTRE.

| | | | | | | | |
|---------|--|-----|--------------------|---------|--|-----|--------------------|
| K. 2243 | | 174 | 27,422 at 20° open | K. 2222 | | 174 | 27,422 at 20° open |
| K. 2244 | | 174 | 27,422 at 20° open | K. 2223 | | 174 | 27,422 at 20° open |
| K. 2245 | | 174 | 27,422 at 20° open | K. 2224 | | 174 | 27,422 at 20° open |
| K. 2246 | | 174 | 27,422 at 20° open | K. 2225 | | 174 | 27,422 at 20° open |
| K. 2247 | | 174 | 27,422 at 20° open | K. 2226 | | 174 | 27,422 at 20° open |
| K. 2248 | | 174 | 27,422 at 20° open | K. 2227 | | 174 | 27,422 at 20° open |
| K. 2249 | | 174 | 27,422 at 20° open | K. 2228 | | 174 | 27,422 at 20° open |
| K. 2250 | | 174 | 27,422 at 20° open | K. 2229 | | 174 | 27,422 at 20° open |
| K. 2251 | | 174 | 27,422 at 20° open | K. 2230 | | 174 | 27,422 at 20° open |
| K. 2252 | | 174 | 27,422 at 20° open | K. 2231 | | 174 | 27,422 at 20° open |
| K. 2253 | | 174 | 27,422 at 20° open | K. 2232 | | 174 | 27,422 at 20° open |
| K. 2254 | | 174 | 27,422 at 20° open | K. 2233 | | 174 | 27,422 at 20° open |
| K. 2255 | | 174 | 27,422 at 20° open | K. 2234 | | 174 | 27,422 at 20° open |
| K. 2256 | | 174 | 27,422 at 20° open | K. 2235 | | 174 | 27,422 at 20° open |
| K. 2257 | | 174 | 27,422 at 20° open | K. 2236 | | 174 | 27,422 at 20° open |
| K. 2258 | | 174 | 27,422 at 20° open | K. 2237 | | 174 | 27,422 at 20° open |
| K. 2259 | | 174 | 27,422 at 20° open | K. 2238 | | 174 | 27,422 at 20° open |
| K. 2260 | | 174 | 27,422 at 20° open | K. 2239 | | 174 | 27,422 at 20° open |

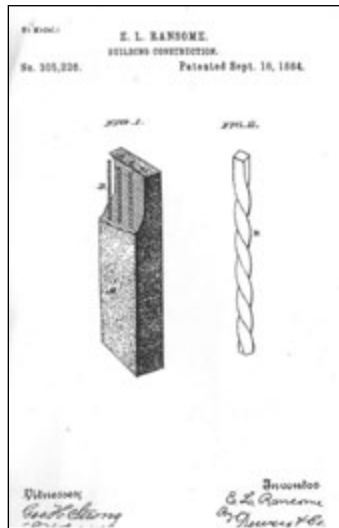
(Signed) DAVID KIRKALDY.
60, SOUTHWADE STREET, LONDON.
254, 255, 1877.

1.9

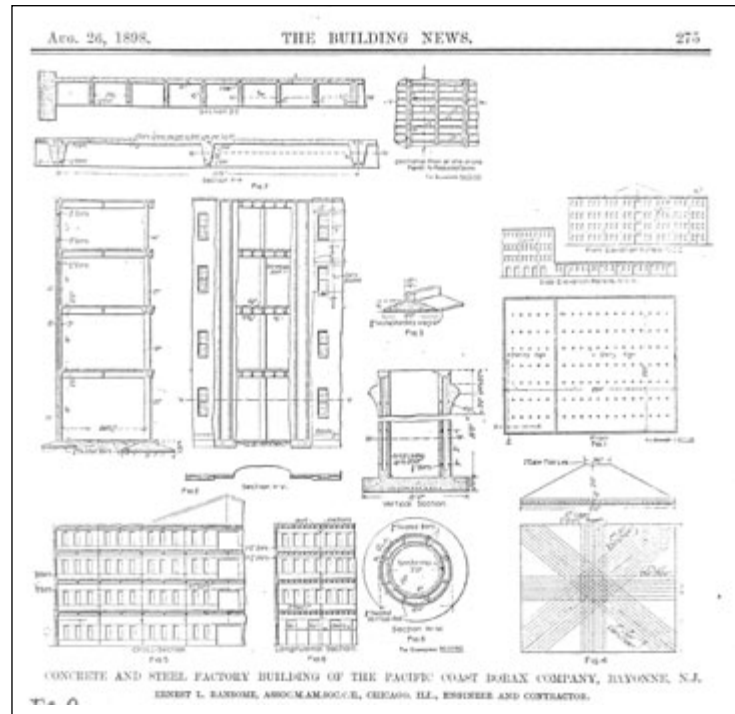
1.7 Lambot, 1855. Il prototipo della barca in rete di ferro protetta con uno stato di conglomerato cementizio. Circa un secolo dopo, negli anni Quaranta del Novecento, Pier Luigi Nervi darà corpo all'intuizione di Lambot con il brevetto del ferro-cemento per sezioni strutturali sottili, progettando, allo stesso modo di Lambot, anche lo scafo di un'imbarcazione. / Lambot, 1855. Boat prototype in iron mesh protected with a layer of concrete. Around a century later, in the 1940's, Pier Luigi Nervi was able to realise Lambot's insights with his iron-concrete patent for delicate structural sections, designing as Lambot had, a boat's hull.

1.8 Joseph Monier, soletta in rete metallica anegata all'interno dell'impasto in conglomerato cementizio con cui venne realizzata nel 1872 la prima opera civile consistente in un serbatoio per la raccolta dell'acqua piovana. / Joseph Monier, metal mesh slab embedded within a concrete mix, used to construct a public work for the first time in 1872 (a rainwater reservoir).

1.9 Thaddeus Hyatt, 1877. Abaco riassuntivo delle resistenze di sezioni strutturali in calcestruzzo cementizio variamente armate e sollecitate a flessione con carico concentrato in mezzzeria. Il sistema proposto da Hyatt consentiva la realizzazione di orizzontamenti strutturali portanti in cui l'orditura metallica era costituita da una griglia di barre piatte e tondini passanti. / Thaddeus Hyatt, 1877. Abacus summarizing details of the resistance of variably reinforced structural sections subjected to bending stress with centre concentrated loads. Hyatt's system allowed for the construction of horizontal load bearing structures, with the metal frame made up of a grille of flat bars and through-rods.



1.10



1.11



1.12

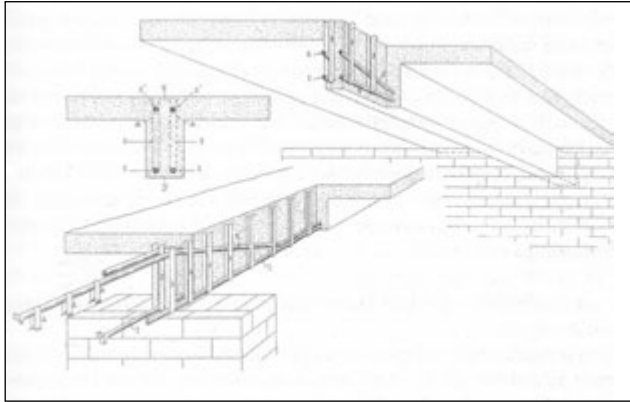


1.13

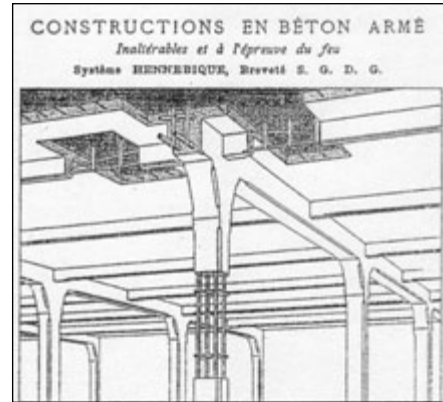
1.10 E.L. Ransome, 1884. Brevetto del sistema basato sull'impiego di barre metalliche attorcigliate inserite all'interno di un getto di calcestruzzo. / *E.L. Ransome, 1884. System patent based on the use of twisted metal bars inserted inside a concrete mould.*

1.11 / 1.12 E.L. Ransome, progetto della fabbrica Pacific Coast Borax a New York 1898. Lo schema costruttivo del solaio, come derivazione della tipologia tradizionale ad ordito ed impalcato, è costituito da nervature in calcestruzzo armato di esiguo spessore e da una soletta di irrigidimento di piano. La connessione pilastro-trave è ancora basata sul criterio del semplice appoggio. / *E.L. Ransome, design for the Pacific Coast Borax factory in New York, 1898. The floor design, derived from the traditional frame and beam typology, is made up of slender reinforced cement ribs and a strengthening slab. The pillar-beam connection provides simple support.*

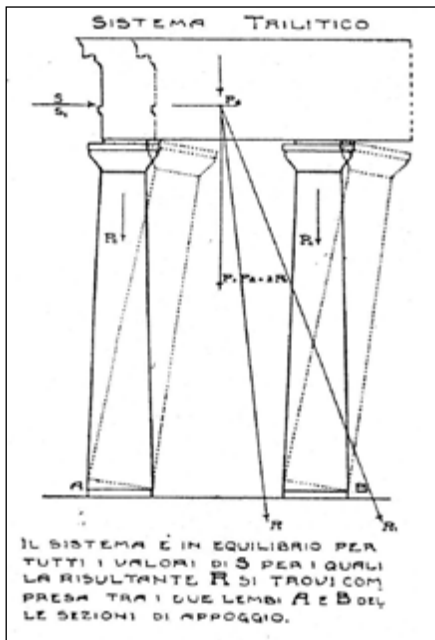
1.13 Ingall Building, Cincinnati, 1906. Progetto di Elzner e Anderson. Il primo grattacielo di 16 piani realizzato negli Stati Uniti in calcestruzzo armato con il sistema di E.L. Ransome. / *Ingall Building, Cincinnati, 1906. Designed by Elzner and Anderson. The first 16 floor reinforced cement skyscraper built in The United States based on Ransome's technique.*



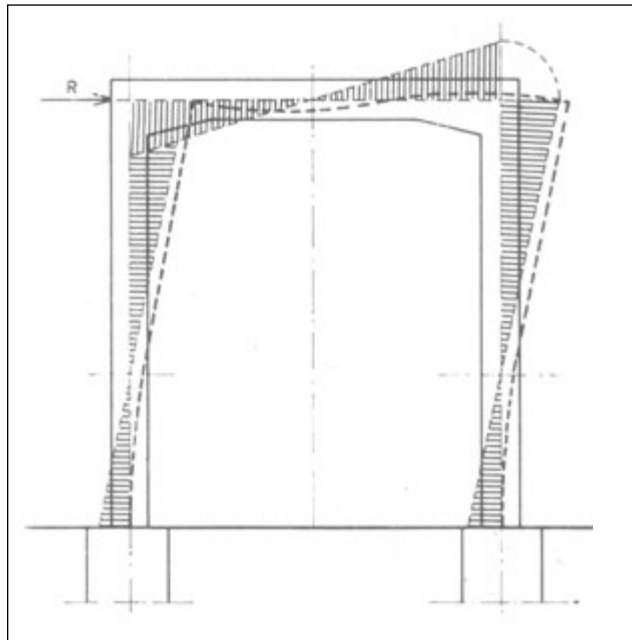
1.14



1.15



1.16



1.17

1.14 F. Hennebique, brevetto del 1892, poi raffinato nel 1897 con l'impiego degli étriers combinati con la sagomatura dei tondini metallici in corrispondenza dei nodi di incastro, per contrastare sia gli stati tensionali indotti dal taglio che quelli del momento flettente. / *F. Hennebique, 1892 patent, re-modified in 1897. Etriers combined with moulded metal astragals parallel to the joint nodes used to counter shearing and bending moment forces.*

1.15 F. Hennebique, logo della ditta in cui si evidenzia la caratteristica di resistenza al fuoco del sistema e la continuità strutturale della connessione trave-pilastro. / *F. Hennebique, company logo which shows the system's fire resistance and the structural continuity of the beam-pier connection.*

1.16 Milani, 1920. Raffigurazione del meccanismo di collasso di un trilitone soggetto a forza orizzontale. La stabilità viene assicurata se la risultante R (generata dalla composizione della forza peso dell'architrave e dalla forza instabilizzante orizzontale) è compresa entro gli appoggi. / *Depiction of the mechanism of collapse of a trilitone subjected to horizontal force. Stability is guaranteed if the outcome R (the combination of weight force of the architrave and the destabilizing horizontal force) is contained within the supports.*

1.17 Rappresentazione schematica del comportamento di un telaio soggetto ad un'azione orizzontale. La linea della deformazione mantiene l'ortogonalità del nodo trave-pilastro. Le condizioni di stabilità e di resistenza dipendono dalla capacità della struttura di assorbire gli stati tensionali indotti dal peso proprio e dall'azione esterna. / *Schematic representation of the behaviour of a frame subjected to horizontal force. The line of deformation follows the perpendicular beam-pier joint. Stability and resistance depends on the capacity of the structure to absorb external tensional forces and those created by the weight of the structure itself.*



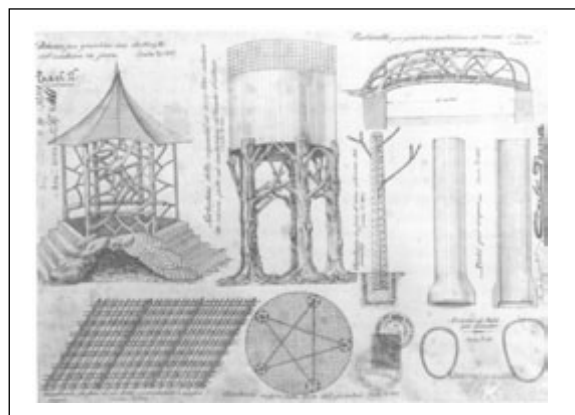
1.18



1.19



1.20



1.21

1.18 Genova, 1906. Immagine raffigurante uno dei primi edifici per abitazioni realizzato in Italia in scheletro in cemento armato dall'impresa Porcheddu su brevetto Hennebique. / *Genoa, 1906. The first residential building constructed in Italy by the Porcheddu company, with a reinforced concrete skeleton based on the Hennebique patent.*

1.19 Edificio residenziale in scheletro in cemento armato in costruzione, 2006. La sostanziale equivalenza che può essere colta nel confronto con il primo edificio in cemento armato del 1906 – ovvero a distanza di un secolo – testimonia della lenta trasformazione che caratterizza l'industria delle costruzioni se posta in relazione con altri settori della ricerca e dello sviluppo tecnologico. / *Residential building with a reinforced cement frame, under construction, 2006. The substantial similarity between this and the first reinforced concrete building of 1906 – even at a distance of around a century – is testimony to the slow pace of transformation in the construction industry as compared to other sectors.*

1.20 P. L. Nervi, Aviorimessa, Orbetello, 1935 (demolita). Volta in cemento armato costituita da nervature incrociate a forma di losanga gettate in opera con la soletta sottile estradossale. / *P. L. Nervi, Aviorimessa, Orbetello, 1935 (demolished). Reinforced concrete vault made of diamond shaped cross ribbing cast in-situ with a slender extradosal slab.*

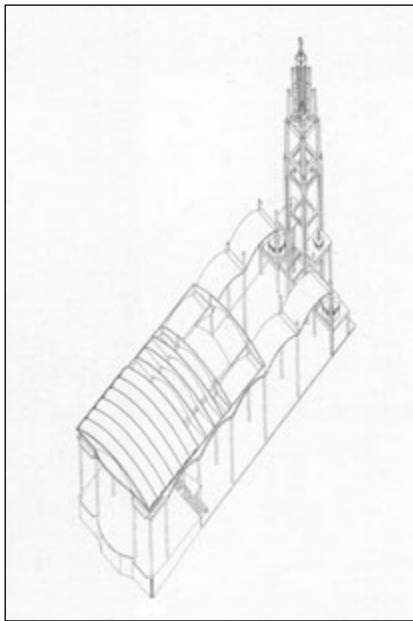
1.21 C. Poma, *Costruzioni di beton e ferro (miglioramento del sistema Monier)*, 1893. L'analogia istituita con le forme organiche naturali – come quella dell'albero – viene assunta quale metafora figurata della possibilità fornita dal sistema a getto in ferro-cemento di soddisfare le istanze di continuità strutturale. / *C. Poma, Béton and iron constructions, (improvement on the Monier system), 1893. The analogy drawn with natural organic shapes – for example that of a tree – is adopted as a figurative metaphor to illustrate possibilities for structural continuity in the concrete moulding process.*



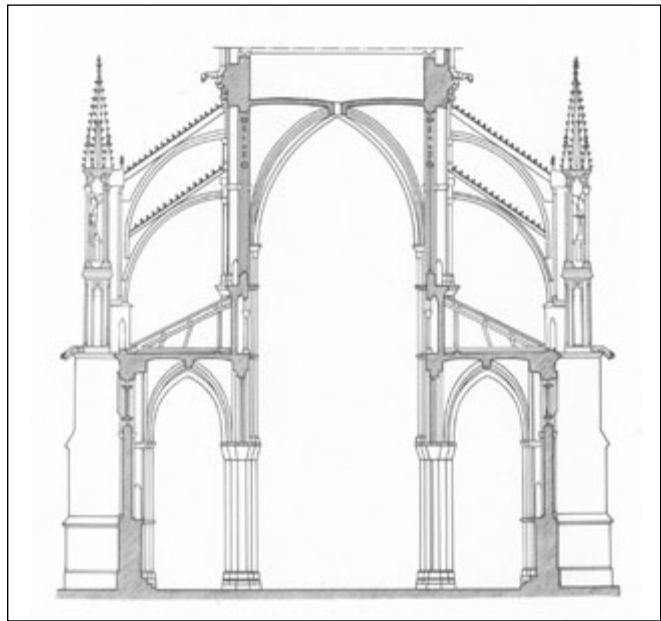
1.22



1.23



1.24

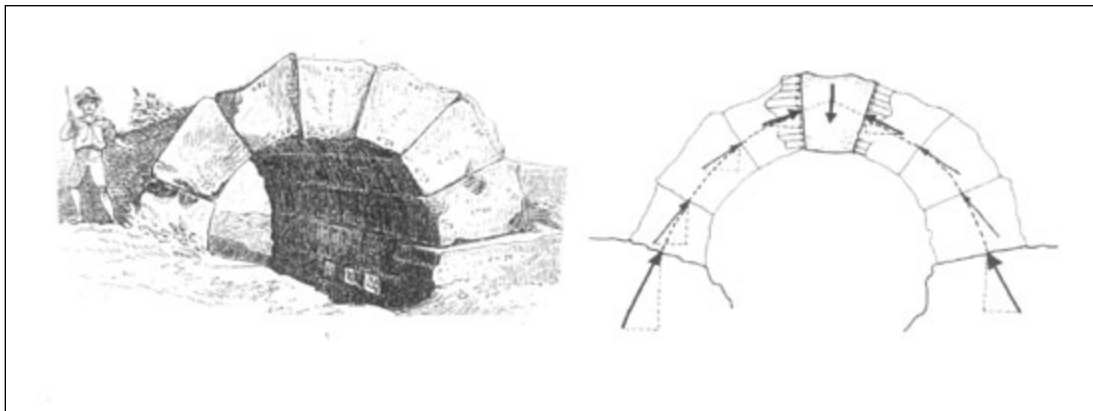


1.25

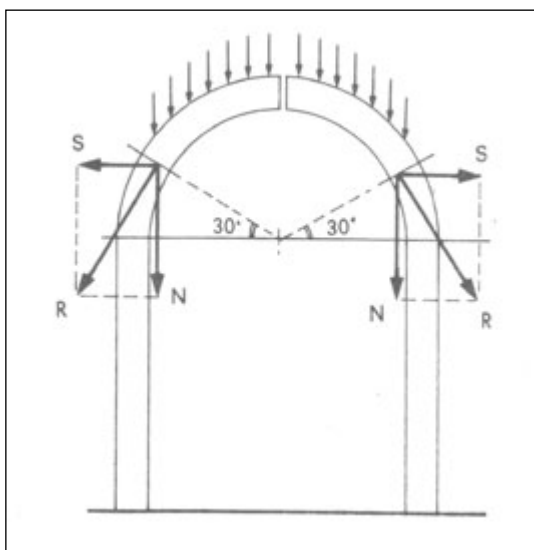
1.22 Perrett, Rue Franklin 5 a Parigi, 1904. / Perrett, Rue Franklin 5, Paris, 1904.

1.23 / 1.24 A. Perrett, Chiesa di Notre-Dame de Consolation di Le Raincy, 1922. L'impiego del sistema intelaiato in calcestruzzo cementizio armato consente di ottenere una riduzione considerevole delle sezioni dei pilastri in rapporto allo sviluppo verticale e all'ampiezza della navata centrale. / A. Perrett, *Church of Notre-Dame de Consolation, Le Raincy, 1922. The use of a reinforced concrete frame enabled a considerable reduction in the pillar sections relative to the height and the width of the central nave.*

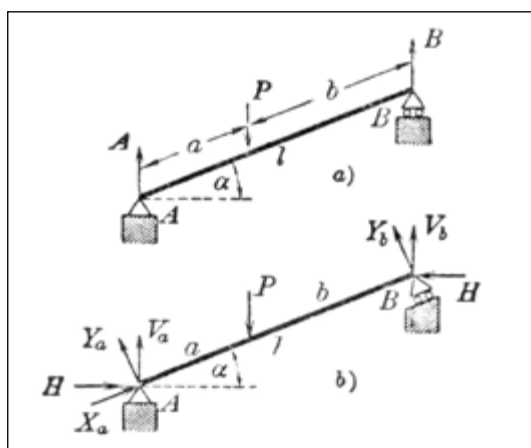
1.25 Sezione trasversale della cattedrale di Reims. Le regole di dimensionamento delle sezioni dei pilastri seguono l'ordine imposto dalla combinazione delle azioni di peso e di quelle spingenti esercitate dai carichi agenti sulle volte nervate in pietra. / *Cross section of the Reims cathedral. The organisation of the pillared sections follows rules determined by a combination of the weight and thrust forces exerted on the stone ribbed vaults.*



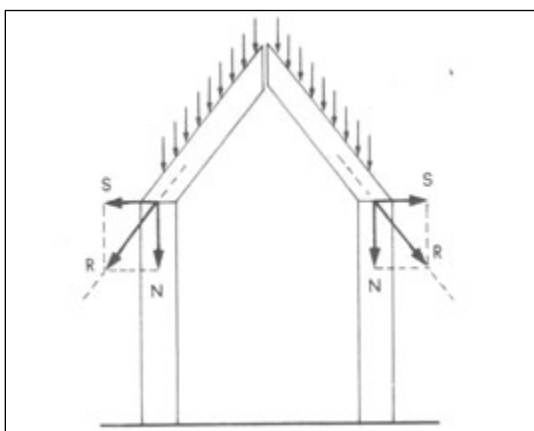
2.1



2.2



2.3

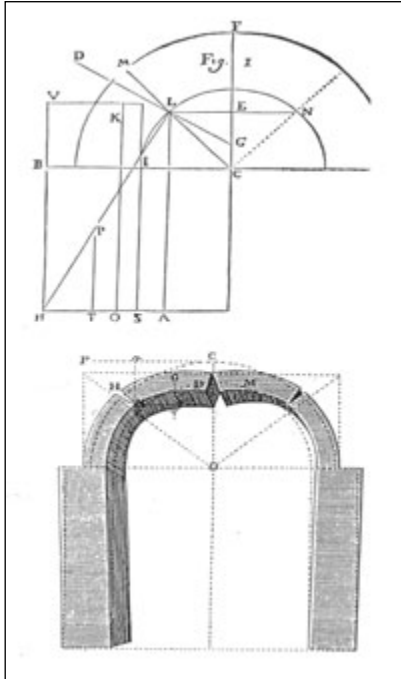


2.4

2.1 Arco a conci (Durm, 1885). / Stone arch (Durm, 1885).

2.2 Rappresentazione del funzionamento strutturale di un arco costituito da due solidi a sviluppo curvilineo. / Depiction of the structural performance of an arch made up of two solids of curved progression.

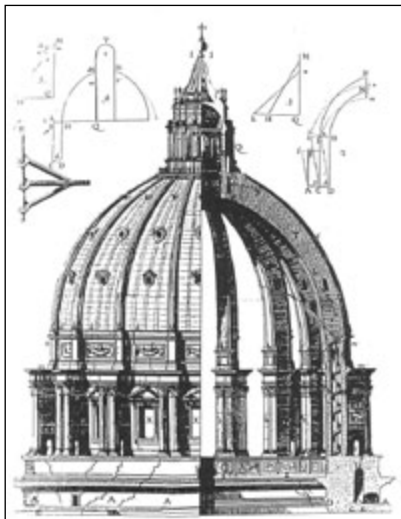
2.3 / 2.4 Il funzionamento strutturale di un sistema costituito da due aste inclinate correlato alla tipologia di vincolo: nel caso della presenza di due carrelli disposti entrambi lungo il piano orizzontale, la reazione che si può esplicitare è solo quella verticale; diversamente nel caso se la direzione è quella del piano inclinato, la reazione si manifesta con una componente orizzontale, definita spinta. / The structural performance of a system made up of two raised rods relative to the nature of the constraint. In the case of two carriages, both arranged along the horizontal surface, the resultant reaction is solely vertical. On the other hand, if the direction is towards the inclined surface, the manifested reaction has a horizontal component, defined as thrust.



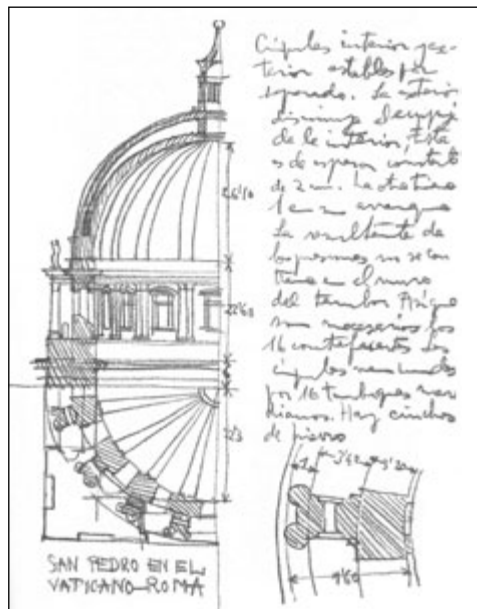
2.5



2.6



2.7



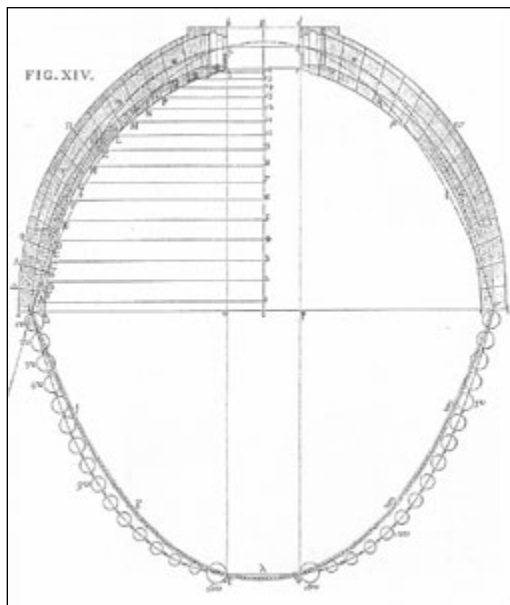
2.8

2.5 P. de La Hire, 1695. Rappresentazione del meccanismo di collasso di un arco a conci con formazione di tre cerniere per apertura delle imposte. / P. de La Hire, 1695. *Depiction of the mechanism of collapse of an ashlar arch with the formation of three hinges due to opening of the impostes.*

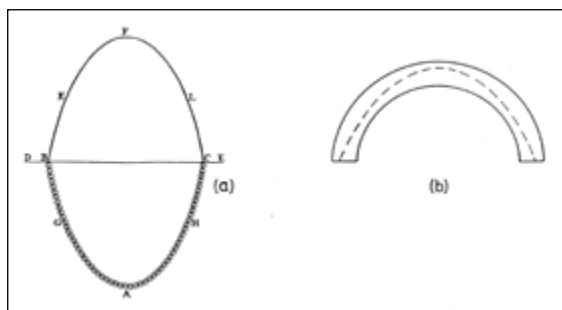
2.6 Michelangelo Buonarroti. La cupola della chiesa di San Pietro, Roma. / Michelangelo Buonarroti. *The cupola of Saint Peter's Church, Rome.*

2.7 T. Le Suer, F. Jacquierer, R. G. Boscovich, rappresentazione del sistema fessurativo della cupola di San Pietro (1744 ca.). / T. Le Suer, F. Jacquierer, R.G. Boscovich, *the pattern of cracks in Saint Peter's cupola (1744 ca.).*

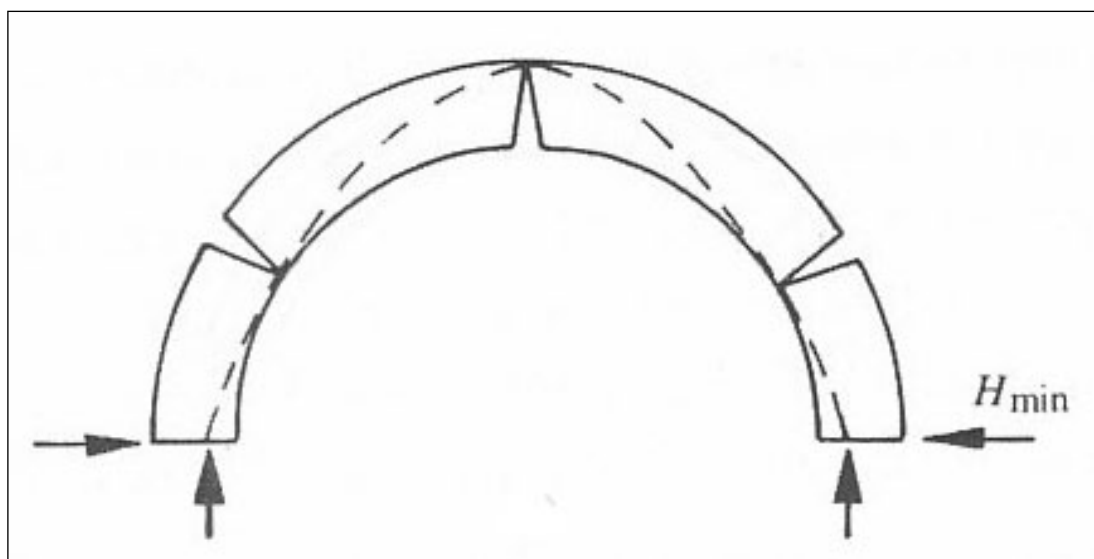
2.8 Moya Blanco, appunti del *Curso de Construcción Arquitectonica*, a.a.1924-25. Sezione della cupola di San Pietro in cui si evidenzia la struttura sdoppiata della calotta. / Moya Blanco, *notes from the course Construcción Arquitectonica, 1924-25. Section of Saint Peter's cupola which shows the doubled structure of the calotte.*



2.9



2.10

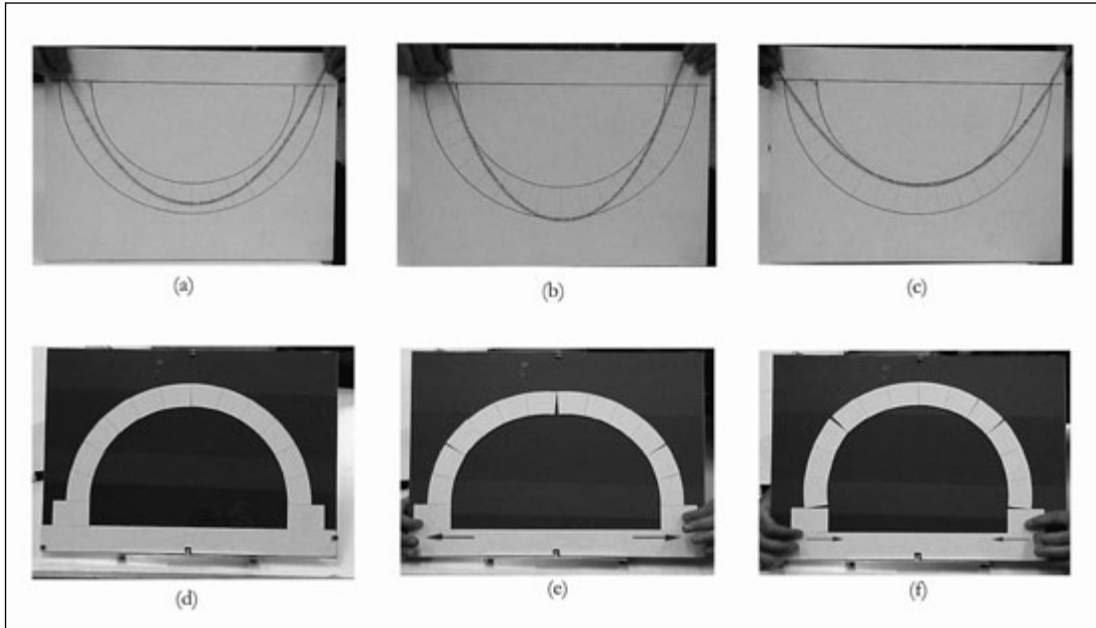


2.11

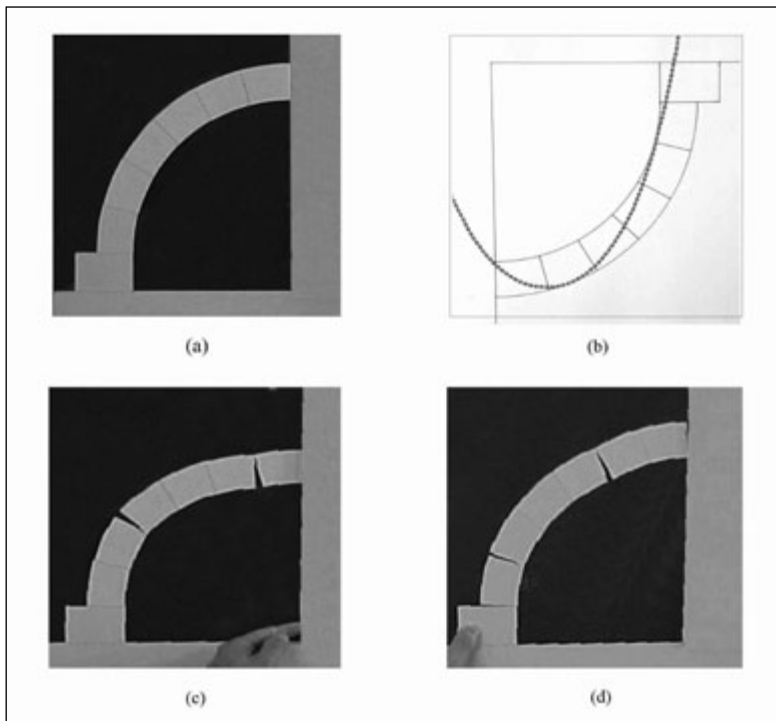
2.9 G. Poleni, 1748. Disegno raffigurante la verifica effettuata sulla stabilità della cupola mediante l'impiego del principio della catenaria. / G. Poleni, 1748. Design showing checks made on the stability of the cupola through the use of the catenary technique.

2.10 Raffigurazione della condizione di stabilità di un arco con il contenimento della curva delle pressioni entro la sezione della struttura (Heyman, 2005). / Depiction of the conditions of arch stability showing the line of force contained within the structural section (Heyman, 2005).

2.11 Situazione limite della stabilità dell'arco con formazione delle tre cerniere nei punti di tangenza della sezione con la curva delle pressioni. / The limit of stability in an arch with the formation of three "hinges" in tangency points in the section subjected to the line of force.

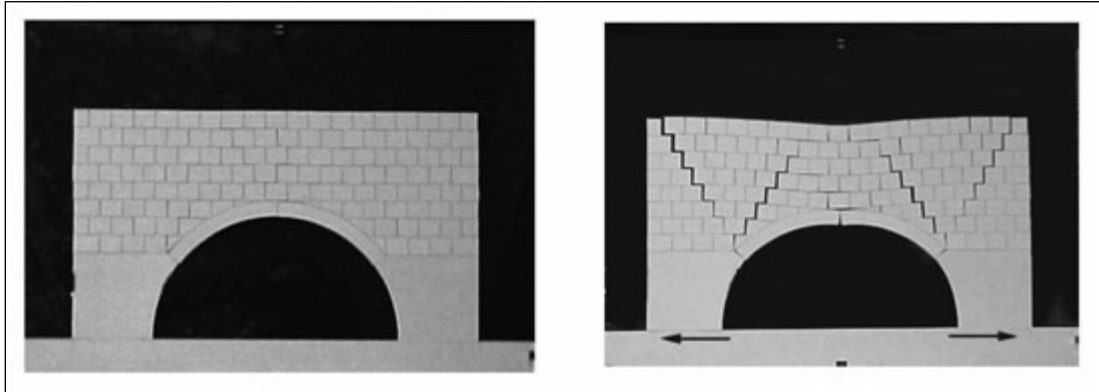


2.12



2.13

2.12 / 2.13 S. Huerta, 2005. Esemplicazioni eseguite con modelli in cartone per descrivere i meccanismi di collasso di un arco a conci per traslazione delle imposte. Dalla condizione iniziale di equilibrio, garantita dal contenimento della curva delle pressioni (catenaria ribaltata) entro lo spessore strutturale, si passa alla condizione di instabilità per allontanamento-avvicinamento delle imposte e formazione delle cerniere. / S. Huerta, 2005. *Exemplification using paper models to describe the mechanisms of collapse in an ashlar arch due to impost shift. The model shows the progression from the initial state of equilibrium, guaranteed by the containment within the structure of the force curve (tilted catenary), to one of instability due to opening and closing of the impostes and the formation of "hinges".*



2.14



2.15



2.16

2.14 S. Huerta, 2005. Rappresentazione del sistema fessurativo prodotto sulla muratura determinato dal cedimento strutturale dell'arco sottostante per traslazione delle imposte. / S. Huerta, 2005. *Portrayal of the pattern of masonry cracks caused by structural collapse of the underlying arch due to impost shifts.*

2.15 / 2.16 Chiesa di S. Giovanni, Pesaro. Lesioni fessurative prodotte dal cedimento strutturale dell'arco per allargamento delle imposte con conseguente formazione del cuneo di distacco della porzione di muratura soprastante secondo una inclinazione di circa 60° sull'orizzontale. / *Church of San Giovanni, Pesaro. Cracks produced by the structural collapse of an arch due to the separation of the impostes with consequential formation of a wedge of detachment in the underlying masonry at an angle of approximately 60° to the horizontal.*



2.17



2.18

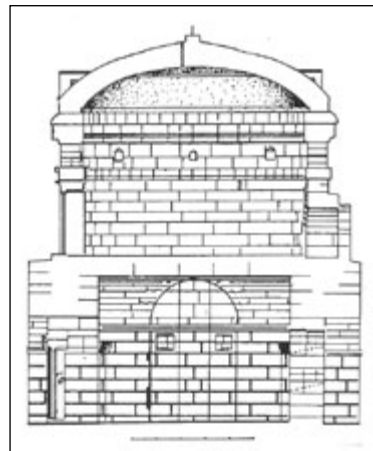


2.19

2.17 / 2.18 / 2.19 Travi curve in cemento armato e in acciaio. La capacità del materiale di assorbire gli stati tensionali a trazione consente di ottenere forme strutturali che non seguono il profilo segnato dalla curva delle pressioni. / *Curved beams in reinforced cement and steel. The ability of the material to absorb traction forces allows structural forms that do not necessarily follow the lines of force.*



3.1



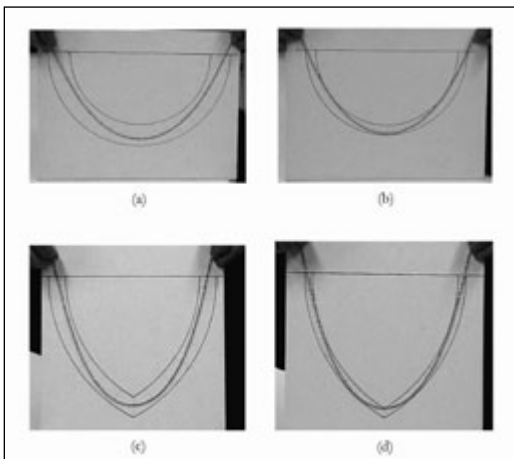
3.2



3.3



3.4



3.5

3.1 / 3.2 Cupola del Mausoleo di Teodorico, Ravenna, VI sec. / *Cupola of Teodorico's Mausoleum, Ravenna, VI century.*

3.3 / 3.4 Modelli di volte a crociera con nervature in pietra a profilo ogivale. / *Models of cross vaults with diagonal stone ribbing.*

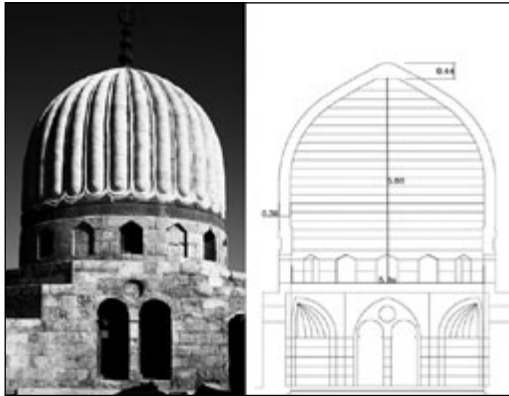
3.5 S. Huerta, 2005. Rappresentazione del rapporto che lega lo spessore strutturale, la forma dell'arco e la funicolare dei carichi. La forma ogivale è quella che meglio si adatta alla disposizione naturale della funicolare dei carichi, ovvero alla geometria della parabola. / *S. Huerta, 2005. Portrayal of the relationship between structural depth, arch shape and the funicular profile of the load. The ogival shape is that best suited to the natural funicular profile of the load, or rather to the geometry of the parabola.*



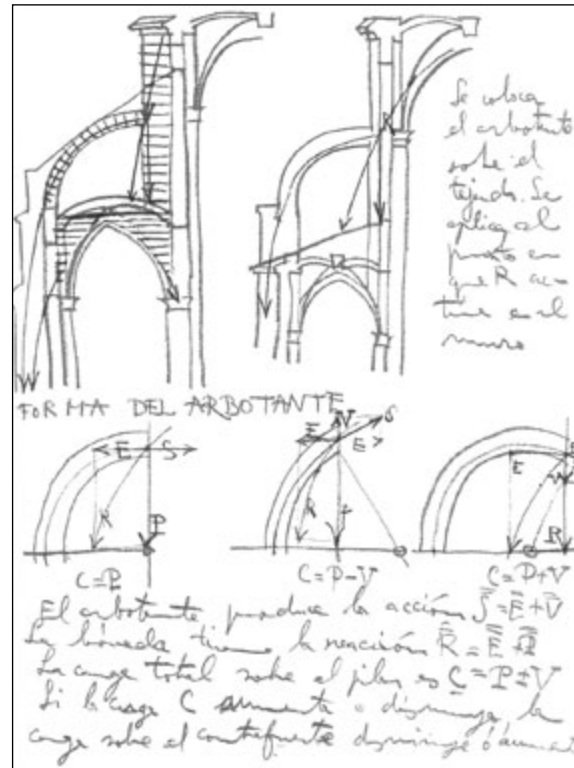
3.6



3.7



3.8

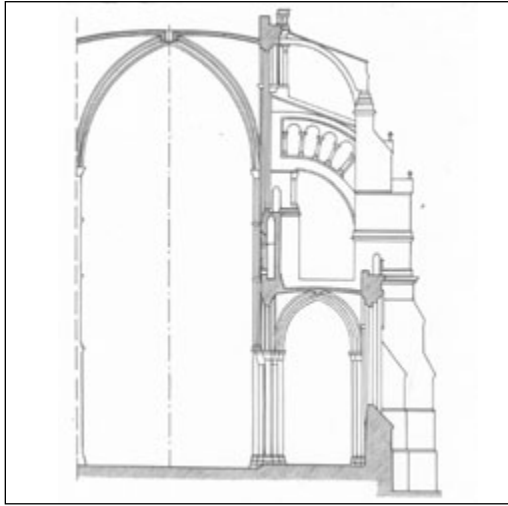


3.9

3.6 / 3.7 Rodrigo Gil, Cattedrale di Segovia, raffigurazione e modellazione del sistema di nervature della volta della cappella della sacrestia, XVI sec. (Palacios Gonzalo, 2005). / Rodrigo Gil, *Cathedral of Segovia, depiction and model of ribbing in the vault of the cappella della sacrestia, XVI century* (Palacios Gonzalo, 2005).

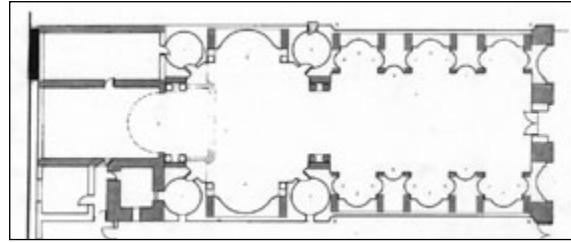
3.8 Mausoleo di Umm Sultan Sha'ban, Cairo, XIV-XV sec. Il ridotto spessore della sezione delle murature del tamburo su cui insiste la cupola è reso possibile dalla corrispondenza geometrica tra il profilo ogivale della struttura cupolata e la relativa curva delle pressioni. / *Umm Sultan Sha'ban's mausoleum, Cairo, XIV-XV century. The reduced thickness of the tambour masonry section upon which the cupola rests is achievable due to geometrical synchronicity between the diagonal shape of the cupola and the line of force.*

3.9 Moya Blanco, appunti del *Corso di Costrucción Arquitectonica*, a.a. 1924-25. Raffigurazione dei sistemi ad arco rampante impiegati nell'architettura gotica per controbilanciare le azioni spingenti generate dalle volte a crociera della navata principale. / Moya Blanco, *notes from the Corso di Costrucción Arquitectonica, 1924-25. Flying buttresses used in gothic architecture to counterbalance thrusting force created by the cross vaults of the principle nave.*

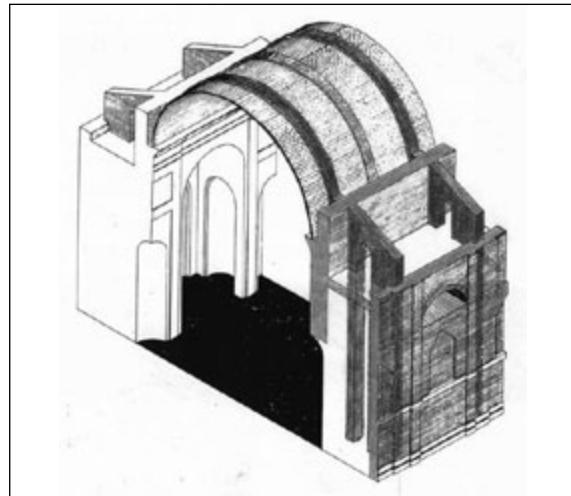


3.10

3.10 Sezione della Cattedrale di Chartres, XIII sec. Gli archi rampanti, nella loro funzione di presidi passivi alle azioni spingenti delle volte della navata, svolgono anche il ruolo di elementi architettonici. / *Section of the Chartres Cathedral, XIII century. The flying buttresses, functioning as static barriers to the thrusting force of the nave vaults, also serve an architectural function.*



3.11



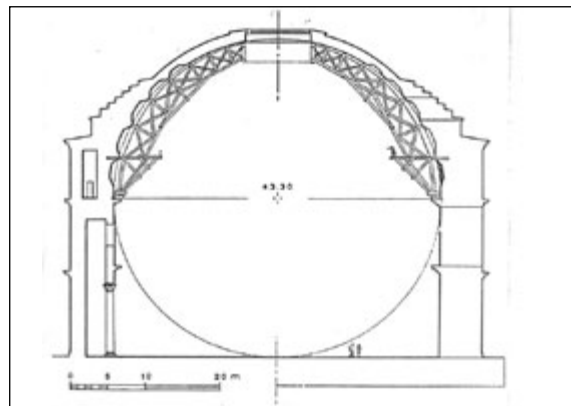
3.12

3.11 / 3.12 G. Genga, Chiesa di San Giovanni Battista in Pesaro, 1546. Planimetria attuale e assonometria dello schema dei contrafforti della navata principale della chiesa in cui sono evidenziate le parti strutturali. La forma dei contrafforti segue la logica dell'ottimizzazione del materiale in ragione del sistema di sollecitazioni alle quali è soggetto; ovvero lo svuotamento della parte interna consente un decremento dei pesi in fondazione e allo stesso tempo non inficia la funzione di contenimento delle azioni spingenti generate dalla volta della navata. / *G. Genga, The Church of San Giovanni Battista, Pesaro, 1546. Design and axonometric drawing of the buttresses of the church's principal nave showing structural sections. The buttresses are shaped so as to maximize the potential of material relative to the forces to which they are subjected. The voiding of the internal section allows for a decrease in the weight of the foundations whilst not interfering with containment of thrust as created by the nave's vault.*

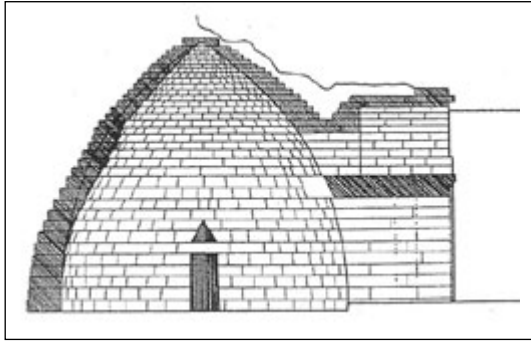


3.13

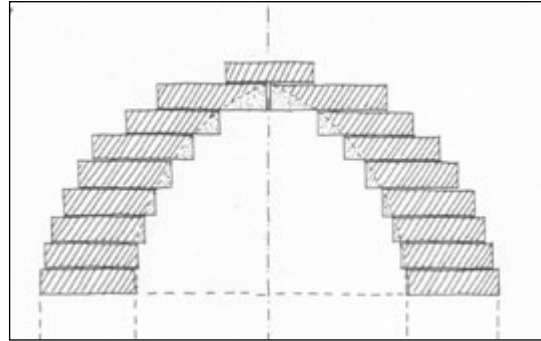
3.13 / 3.14 Pantheon, I sec. d.C. Veduta ottocentesca di L. Rossini (1790-1857) e disegno di sezione. Le dimensioni interne della cupola si inscrivono in una sfera di 43,3 metri di diametro – la più ampia dell'antichità – sostenuta da muraure di circa 7,50 metri di spessore svuotate al loro interno per ridurre il peso complessivo. Il contenimento delle azioni spingenti viene invece perseguito mediante l'impiego di un apparecchio costruttivo ad anelli sovrapposti che si alleggeriscono progressivamente in peso dalle imposte verso la sommità della cupola. / *The Pantheon, I century a.C. 19th century view by L. Rossini (1790-1857) and section design. The internal dimensions of the cupola are contained within a sphere of 43.3 metres in diameter – the largest in ancient times – supported by masonry of around 7.5 metres thick, voided internally to reduce overall weight. Thrust is contained through the use of a construction device consisting of overlaid rings that become progressively lighter in weight from the impostes to the summit of the cupola.*



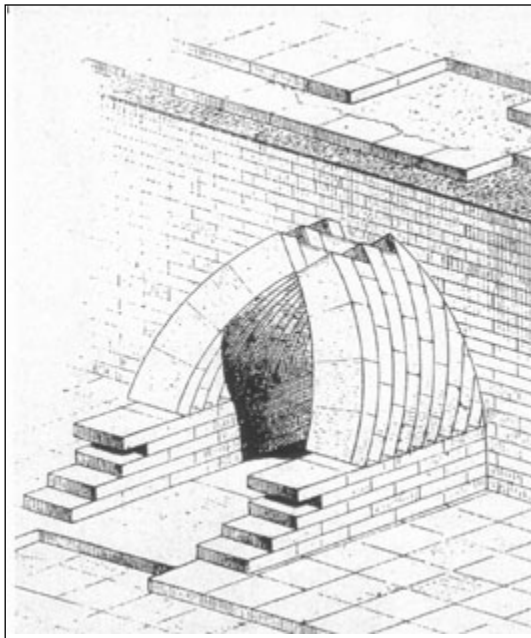
3.14



3.15



3.16



3.17

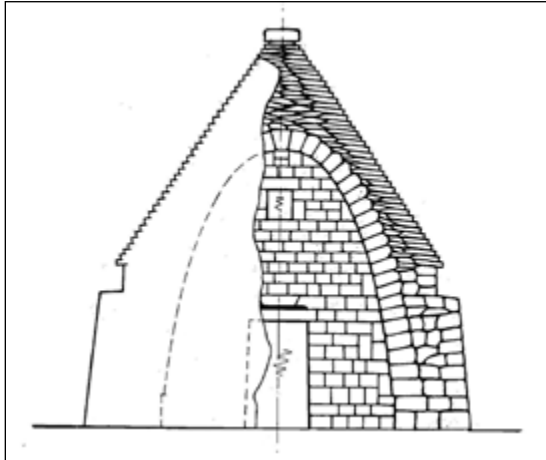


3.18

3.15 Micene, Tesoro di Atreo, XIV sec. a.C. (disegno di rilievo di Stuart-Revet, 1830) Il profilo ogivale della cupola e l'impiego dell'apparecchio a "falsa volta" consentono di eliminare il problema delle azioni spingenti e di mantenere una sezione muraria costante alla base della costruzione. / *Mycenae, The Treasure of Artreus, XIV century, b.C. The pointed shape of the cupola and the use of false arches eliminate the problem of thrust whilst maintaining a constant masonry section at the base of construction.*

3.16 Apparecchio detto a "falsa volta", ovvero con anelli orizzontali costituiti da conci a sbalzo rispetto al filare sottostante di una quantità inferiore ad $1/3$ dello spessore del concio stesso. / *The "false vault" device with horizontal rings made up of ashlar that overhang the underlying brick course, to less than $1/3$ of the depth of the ashlar itself.*

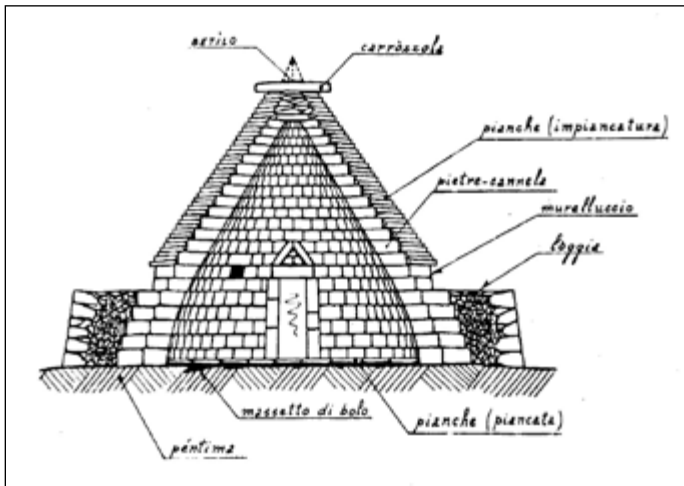
3.17 / 3.18 La volta ad archi inclinati secondo la tradizione dell'area mesopotamica ed una immagine della grande volta del palazzo di Ctesifonte in Irak che la ritrae prima della distruzione avvenuta in occasione della guerra del Golfo del 1991. / *A traditional Mesopotamian vault with inclined arches and an image of the great vault of The Ctesifont Palace, Iraq, before its destruction in the Gulf War in 1991.*



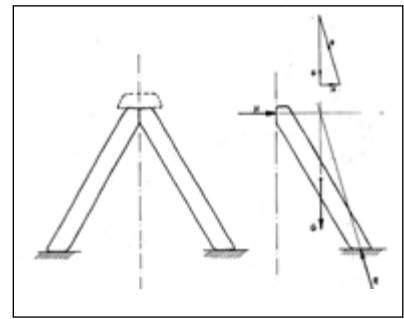
3.19



3.20



3.21



3.22



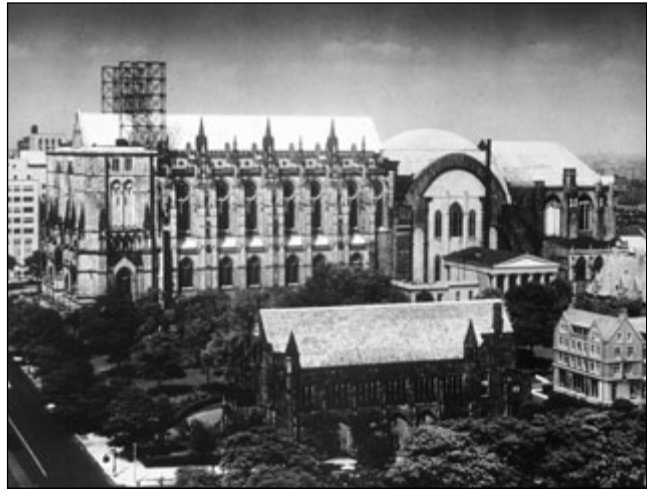
3.23

3.19 / 3.20 Tipo edilizio denominato “cummersa” dell’area della Val D’Itria (Puglia). La copertura è costituita da filari in pietra disposti sul piano orizzontale. / Building type named “cummersa” present in the site of the D’Itra Valley (Puglia). Covering is based on horizontal stone rings.

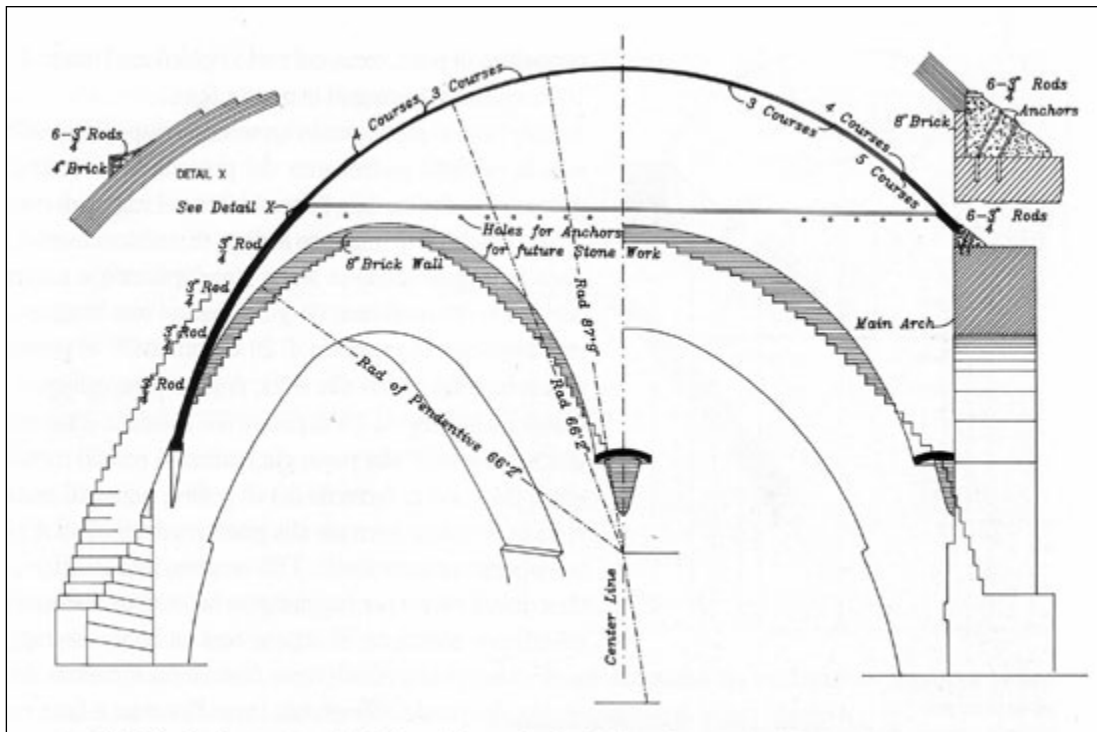
3.21 / 3.22 / 3.23 Tipo edilizio denominato “trullo” della zona di Locorotondo (Puglia). Lo schema statico-costruttivo è fondato sul concetto del triangolo di scarico in cui i due sostegni sono realizzati in conci di pietra disposti in file orizzontali al fine di ridurre l’azione spingente sull’anello di base che presenta comunque un incremento della sezione. / Building type named “trullo” present in the site of Locorotondo (Puglia). The static-constructive frame is based on the figure of triangle of forces that presents the two oblique piers in blocks of stones positioned as horizontal courses so to reduce the thrust in the circle basement however more thick than the wall above.



3.24



3.25



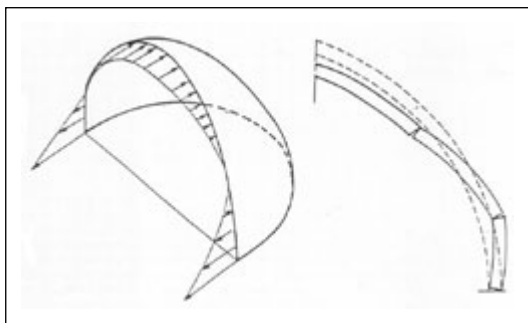
3.26

3.24 Manifesto pubblicitario in cui vengono propagandati i vantaggi del sistema di costruzione in muratura a piastrelle a strati proposto da R. Guastavino e un procedimento in acciaio nella costruzione di cupole di grande dimensione. / Advertising manifesto promoting the advantages of Guastavino's construction system of layered tiles and the use of steel in the construction of large domes.

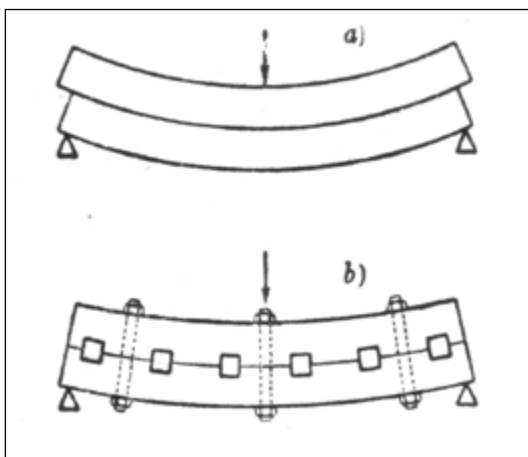
3.25 / 3.26 R. Guastavino, Cattedrale di New York, 1908. Immagine d'epoca che ritrae la cupola appena terminata e disegni di sezione in cui si evidenzia il rapporto fra le dimensioni del diametro e lo spessore della struttura muraria. / R. Guastavino, The New York Cathedral, 1908. An historical image depicting the newly completed dome and section designs showing the relationship between diameter and depth in the masonry section.



3.27



3.28



3.29

3.27 R. Guastavino, chiesa di San Paul, Columbia University, New York 1904-06. Immagine raffigurante la fase di costruzione della cupola a strati di laterizio sovrapposti eseguiti senza impiego di centine. / R. Guastavino, *Saint Paul's Chapel, Columbia University, New York, 1904-1906. Image showing the construction of a dome of overlapping bricks, built without ribs.*

3.28 Disegno schematico del sistema degli sforzi presenti lungo la sezione mediana di un guscio semisferico sottoposto al proprio peso e del meccanismo di collasso assialsimmetrico di una cupola muraria. / *Schematic representation of force lines along the central section of a semi-spherical shell subjected to forces of self-weight and the mechanism of axial symmetrical collapse in a masonry dome.*

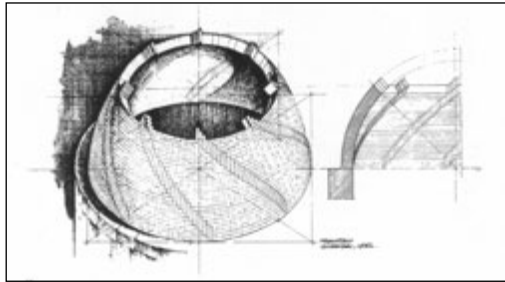
3.29 Esempificazione del concetto del taglio applicato al caso di una struttura inflessa; se le due parti vengono connesse insieme e conseguentemente viene impedita una traslazione relativa lungo i piani di contatto, si ottiene un notevole incremento della rigidità flessionale della struttura composta. / *Exemplification of the concept of shearing in an inflexed structure. The connection of the two sections to each other prevents movement along the contact surface resulting in a notable improvement in bending strength in the compound structure.*



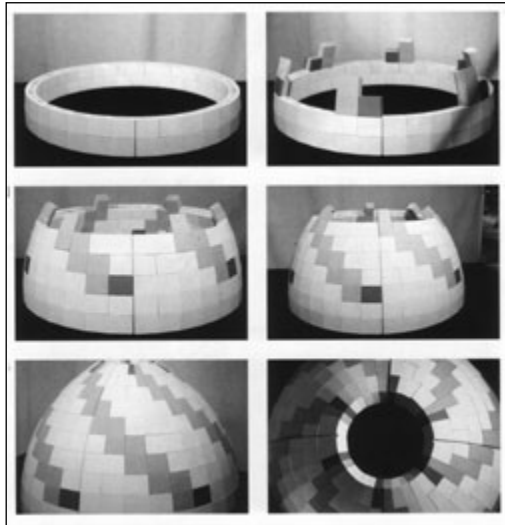
3.30



3.31



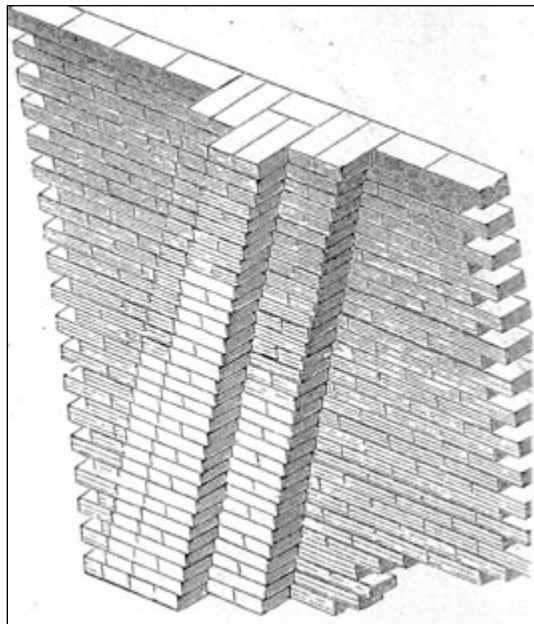
3.32 a



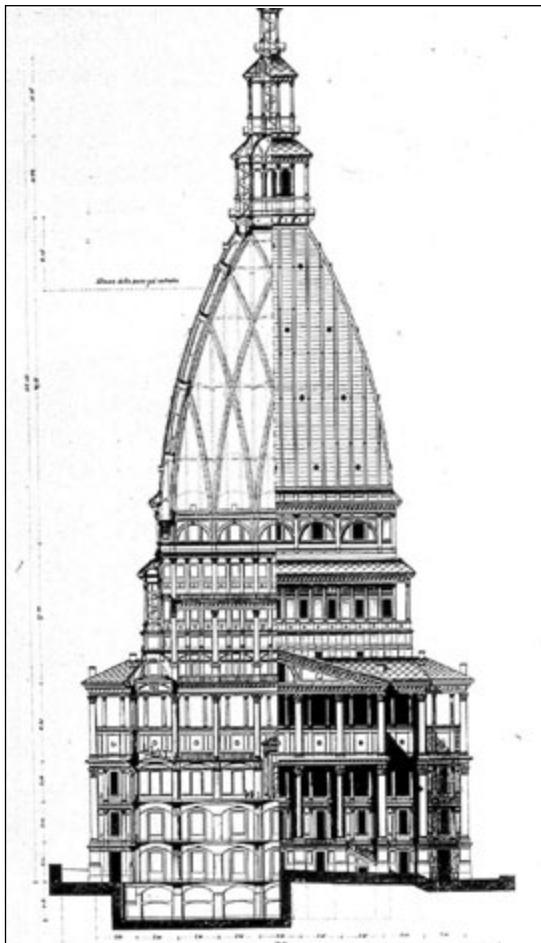
3.32 b

3.30 / 3.31 F. Brunelleschi, la cupola di Santa Maria del Fiore, Firenze, 1420-1436. L'impiego di un apparecchio costruttivo "a corda lasca" consente di realizzare una struttura autoportante in fase di costruzione – ovvero senza ausilio di centine – che comprende sia la calotta che i costoloni interni, questi ultimi con funzione di trasferire i carichi al tamburo ottagonale. La dimensione della cupola supera di circa 2 metri il diametro di quella del Pantheon, ma si differenzia per la diversa concezione statico-costruttiva dovuta alla soluzione di continuità in corrispondenza dei vertici dell'ottagono. / F. Brunelleschi, *The cupola of Santa Maria del Fiore, Florence, 1420-1436. The use of the so called "loosened chord" device ("a corda lasca") permits the building of a self-supporting structure during construction – without ribbing – that includes both the calotte and the internal ribs, the later serving to transfer load onto the octagonal tambour. The cupola has a diameter of around 2 metres larger than that of The Pantheon. It stands out for its different static construction design due to the continuity solution of the vertices of the octagon.*

3.32 a, b S. Di Pasquale, 1996. Esemplificazione dell'apparecchio costruttivo a spina di pesce che consente di realizzare una cupola senza ausilio di centine fisse di sostegno. A partire dal primo anello posato in piano sulla circonferenza di base, i conci dell'anello superiore sono inclinati per assecondare la curvatura della cupola, secondo un incremento crescente. Per tale motivo è necessario che da una certa inclinazione in avanti siano inseriti dei conci sporgenti sull'anello inferiore su cui innestare quelli dell'anello superiore. / S. Di Pasquale, 1996. *Exemplification of an herringbone shaped construction device that permits the construction of a cupola without the aid of fixed supportive ribs. From the first ring laid on the circumference of the base, the ashlar of the upper ring are inclined on ever increasing angles to sustain the curve of the cupola. For this reason, from a certain point of inclination onwards, it is necessary to insert ashlar that project over the lower rings upon which are grafted the upper rings.*



3-33



3-34



3-35

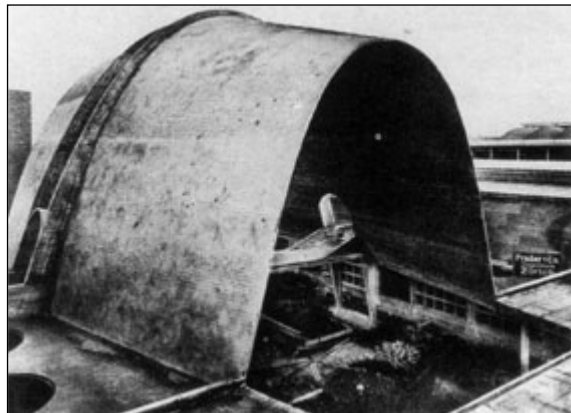


3-36

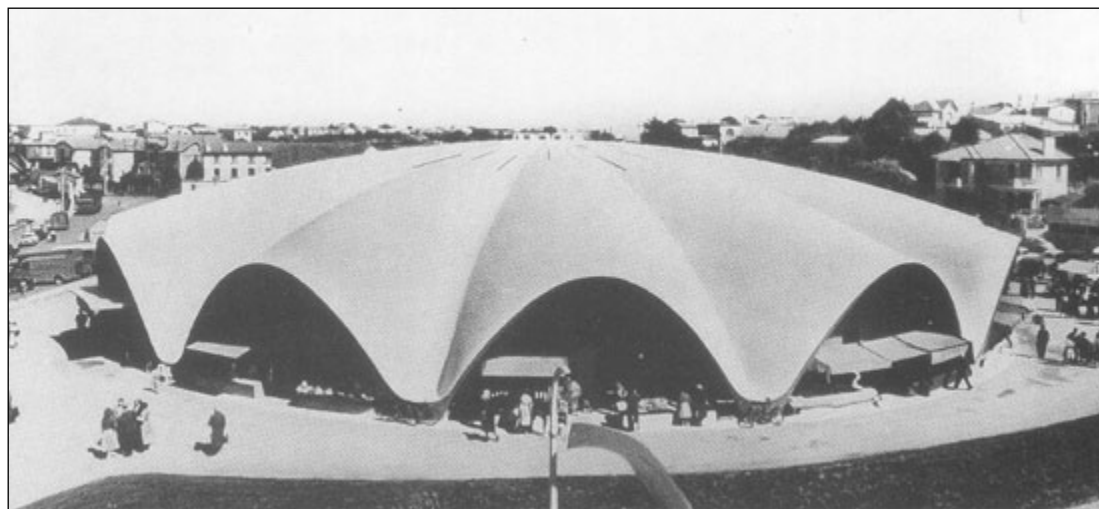
3-33 / 3-34 A. Antonelli, la cupola della Mole Antonelliana, 1863-1897. La cupola è costituita da due calotte concentriche sovrapposte in modo di formare una intercapedine e connesse tra loro da un sistema di nervature collegate orizzontalmente. I tavolati in muratura ad una sola testa sono irrigiditi mediante costolonature sempre in laterizio a profilo ogivale con funzione di archi di scarico sul piano curvo della calotta. / A. Antonelli, *The cupola of Mole Antonelliana, 1863-1897. The cupola is made up of two concentric calottes superimposed so as to form a cavity and are interconnected via a horizontal ribbing system. The single headed stone slabs are strengthened by diagonal brick ribbing and function as discharging arches onto the curved surface of the calotte.*

3-35 Das Zeiss Planetarium, Jena, 1925. Immagine d'epoca. / *Das Zeiss Planetarium, Jena, 1925. Historical image.*

3-36 E. Torroja, Mercado Algeciras 1933. / *E. Torroja, Algeciras Market, 1933.*



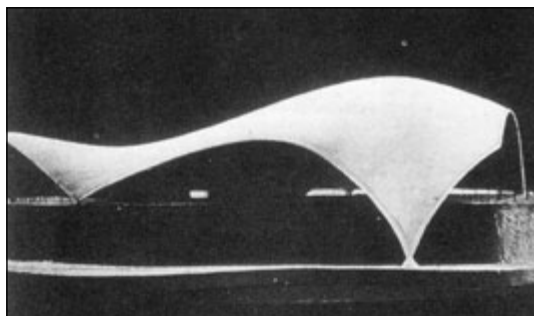
3-37



3-38



3-39



3-40

3-37 R. Maillart, volta laminare in cemento armato a profilo parabolico realizzata in occasione dell'Esposizione Nazionale Svizzera di Zurigo, 1939. / *R. Maillart, parabolic shaped vault laminated in reinforced concrete, built for the Swiss National Exposition in Zurich, 1939.*

3-38 L. Simon, Mercato di Royan 1955. / *L. Simon, Royan Market, 1955.*

3-39 P.L. Nervi, Palazzetto EUR, 1956-57. / *P.L. Nervi, Palazzetto EUR, 1956-57.*

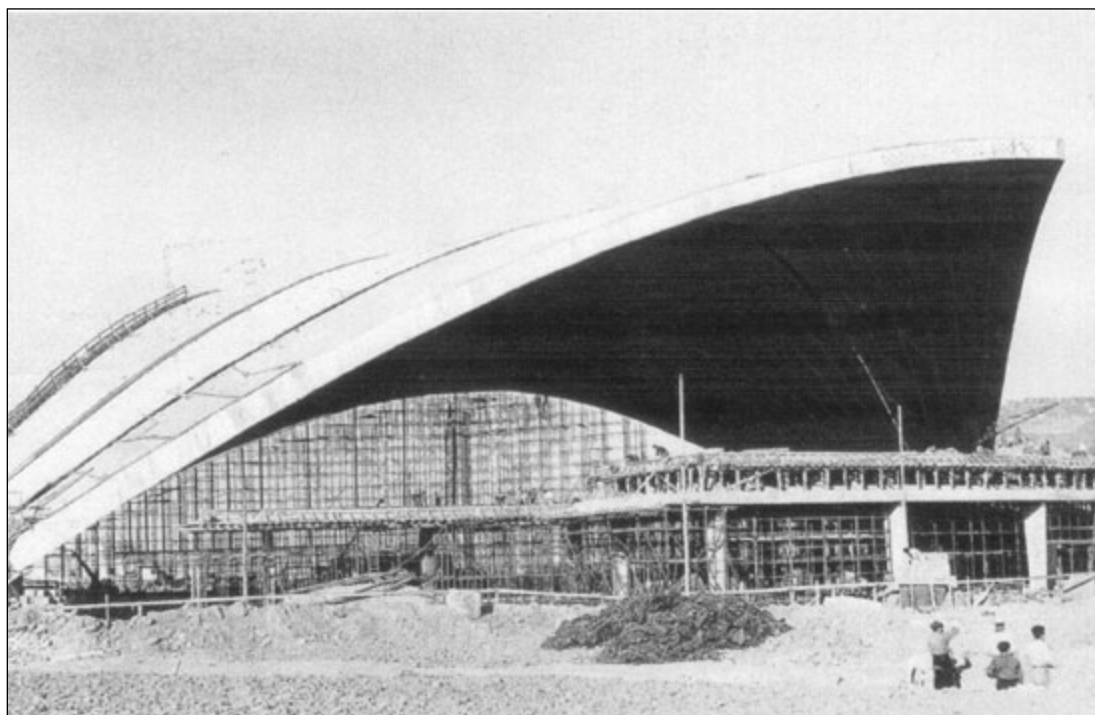
3-40 F. Vivas e E. Torroja, Tachira Club a Caracas, 1957. Modello in scala della copertura a guscio / *F. Vivas and E. Torroja, The Tachira Club in Caracas, 1957. Scaled model of a shell roof.*



3-41

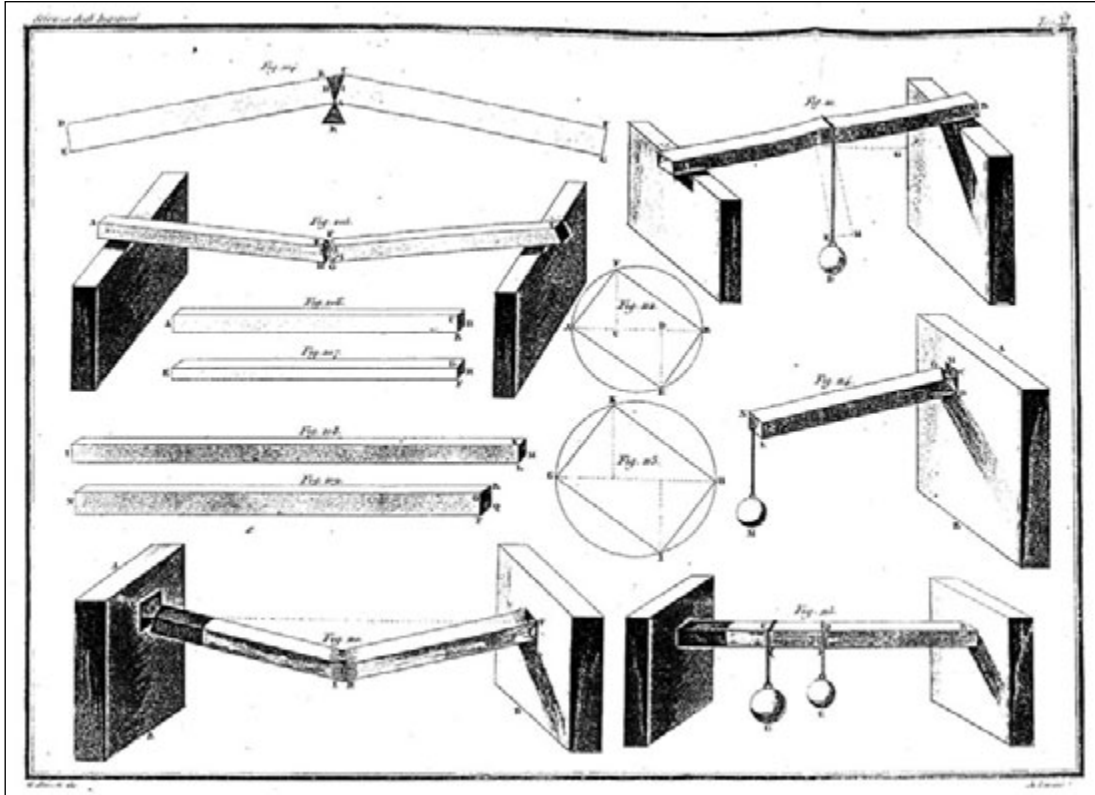


3-42



3-43

3-41 / 3-42 / 3-43 F. Levi e N. Esquillan, Palazzo Mostre Torino 1961 (AST). La volta autoportante è costituita da tre grandi archi convergenti di dimensione variabile e ruotati l'uno rispetto all'altro di 60° , a generare una copertura a pianta esagonale poggiante su tre punti ubicati ai vertici di un triangolo equilatero di 130 metri di lato. / F. Levi and N. Esquillan, Palazzo Mostre, Turin, 1961 (AST). The self-supporting vault is made up of three large converging arches of varying size, each rotated relative to the next by 60° , creating a flat hexagonal roof which rests on three points located on the vertices of a 130m sided equilateral triangle.



4.1



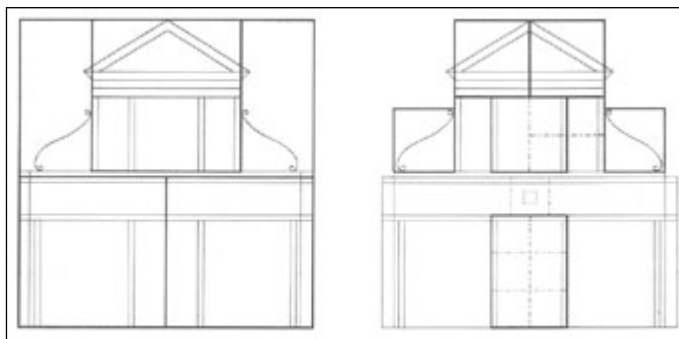
4.2

4.1 F. de Belidor, *La Science des ingenieurs*, 1729. Sperimentazione per la determinazione della resistenza delle travi in legno sotto l'azione dei carichi concentrati e descrizione delle modalità di rottura a flessione. La ragione scientifica rappresenta la traccia su cui instradare una corretta interpretazione del comportamento delle strutture. / F. de Belidor, *Le Sciences des ingegnieurs*, 1729. *Experiment to ascertain resistance in wooden beams subjected to concentrated load and description of the process of breakage from bending. Scientific logic provides the basis for a correct interpretation of structural behaviour.*

4.2 C.C. Scaletti, *Scuola meccanico-speculativo-pratica...*, 1711. Lontana, sullo sfondo appare l'opera terminata, l'esito al quale tendere; in primo piano, si erge invece la "grande macchina", il congegno che ne ha permesso la costruzione. L'obelisco, su cui sono scolpiti i segni ostensibili, la leva, il cuneo, l'ascia e perfino l'orologio, testimonia e rappresenta il principio originario su cui si è storicamente fondata la sapienza costruttiva. In alto sulla destra, si legge: "Da Giove sol un Bel principio imploro"; in questa frase è conservato il senso della ricerca promossa e perseguita dagli studiosi dell'Illuminismo verso la scoperta delle leggi che governano la stabilità della costruzione. / C.C. Scaletti, *Scuola meccanico-speculativo-pratica...*, 1711. *In the distance, in background appears the completed work, the striven for outcome. On the first floor, the "large machine" rises up, the device that has allowed the construction to be built. The obelisk on which are sculptured the visible signs, the lever, the gib, the axe, and even the clock, each representative of and testimony to the historical founding principles of construction knowledge. Up high on the right, one reads: "From Jupiter I ask only for a good start"; this sentence encapsulates the aims of the research developed and applied by the illuminists in their quest for laws to determine construction stability.*



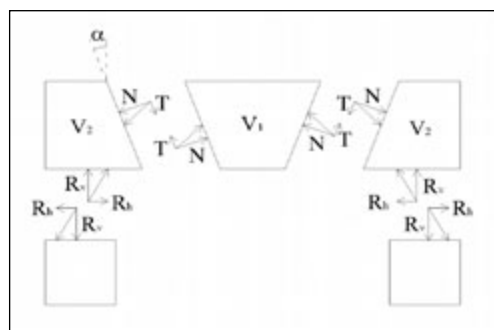
4.3



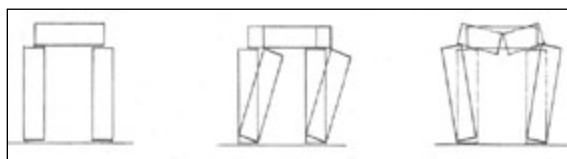
4.4



4.5



4.6



4.7



4.8

4.3 / 4.4 L. Battista Alberti, facciata di Santa Maria Novella, XV sec. Il criterio di dimensionamento delle varie parti che compongono l'impaginato della facciata segue l'ordine dettato dal sistema basato sui rapporti numerici 1:1, 1:2, 1:3, 2:3, 3:4 che corrispondono alla metrica musicale della quarta, della quinta e dell'ottava. Allo stesso modo, fino al XVII secolo, lo studio sulle condizioni di stabilità che regolano il funzionamento di una costruzione muraria sono primariamente incentrate sulla individuazione dei criteri di dimensionamento geometrico delle strutture. / *L. Battista Alberti, the façade of Santa Maria Novella, XV century. The sizing criterion of the various parts that make up the design of the façade are based on numerical relationships 1:1, 1:2, 1:3, 2:3, 3:4 that correspond to the music metric of the fourth, the fifth and the eighth. Up until the XVII century, research into stability in masonry construction was primarily centred on determining criteria for geometric dimensioning.*

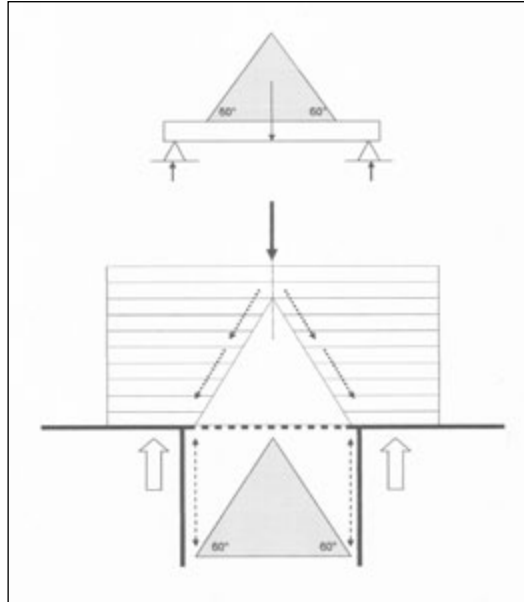
4.5 / 4.6 Tindari, architrave in pietra, IV sec. a.C. - I sec. d.C. Schematizzazione del funzionamento di una piattabanda a tre conci. / *Tindari, architrave in stone, IV century b.C. - I century a.C. Schematization of the functioning of a straight arch with three ashlar.*

4.7 Il trilitone collapsa per instabilità (labilità prodotta da una azione orizzontale) o per insufficienza statica (deficit di resistenza del materiale allo stato tensionale di trazione per flessione indotto dal carico concentrato in mezzeria). / *A triliton which has collapsed due to instability (weakness produced by horizontal force) or because of static insufficiency (low resistance of the material to traction stress due to bending caused by centre concentrated load).*

4.8 Architrave in pietra, Segovia. La lesione prodottasi in corrispondenza dell'appoggio di sinistra denuncia una insufficienza statica per effetto del taglio indotto dalla roto-traslazione della mensola sottostante. / *Stone architrave, Segovia. The cracks parallel to the left column show static insufficiency due to shearing caused by the rotary-shift of the underlying console.*



4.9



4.10



4.11

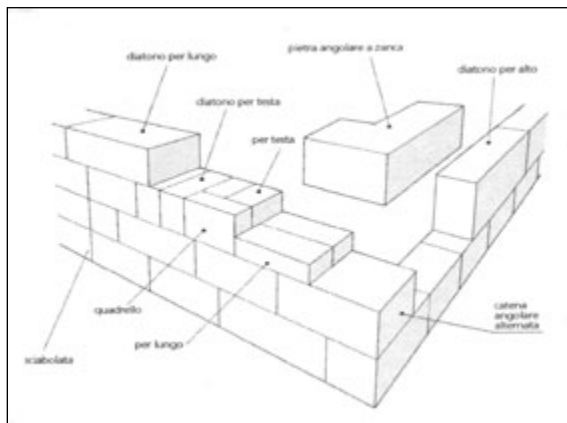


4.12

4.9 Micene, Porta dei Leoni, XIV sec. a.C. L'ingrossamento della sezione mediana dell'architrave corrisponde ad un incremento della sezione resistente agli effetti flessionali prodotti dal monolite superiore. La conformazione triangolare di tale monolite integra la funzione strutturale a quella iconografica rappresentata dai due leoni contrapposti. / *Micene, The Lion Door, XIV century, b.C. The enlarged middle section of the architrave corresponds to an expansion of the section resistant to bending effects produced by the upper monolith. The triangular shape of the monolith with the two mirror imaged lions serves a structural as well as iconographical function.*

4.10 Schematizzazione dell'andamento del flusso delle isostatiche di compressione per effetto dell'apertura di un vano in una muratura portante, con conseguente formazione delle linee di distacco a trazione lungo le direzioni segnate da un angolo di circa 60° sull'orizzontale. / *Schematization of the flow of compression forces due to the opening of a space in a supporting wall, with formation of traction detachment lines at approximately 60° to the horizontal. The dimensions of the architrave are determined on the basis of the force created by the weight of the masonry section delineated by the detachment wedge.*

4.11 / 4.12 Micene, Tesoro di Atreo, XIV sec. a.C. La conformazione delle pietre segue l'ordine segnato dalle isostatiche di compressione. La presenza dell'architrave, priva di funzioni strutturali, induce a ritenere l'originaria presenza di un elemento decorativo analogo a quello impiegato nella Porta dei Leoni. / *Micene, The Treasury of Atreus, XIV century, b.C. The stonework follows an order in keeping with the lines of compression forces. The architrave, which does not serve a structural function, suggests the earlier presence of a decorative feature similar to that used in the Lions' Door.*



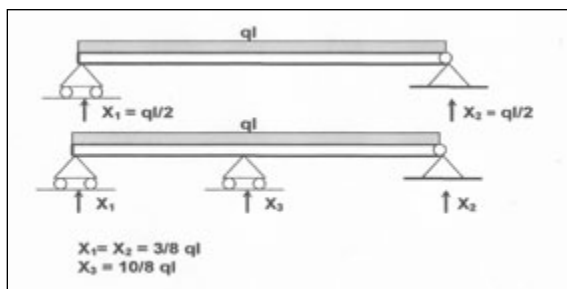
4.13



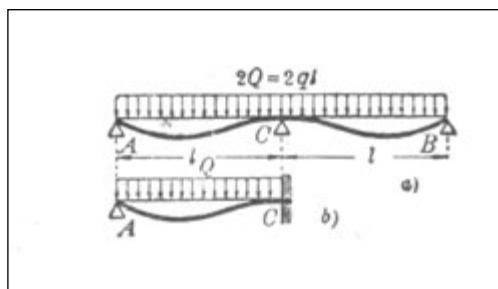
4.15



4.14



4.16

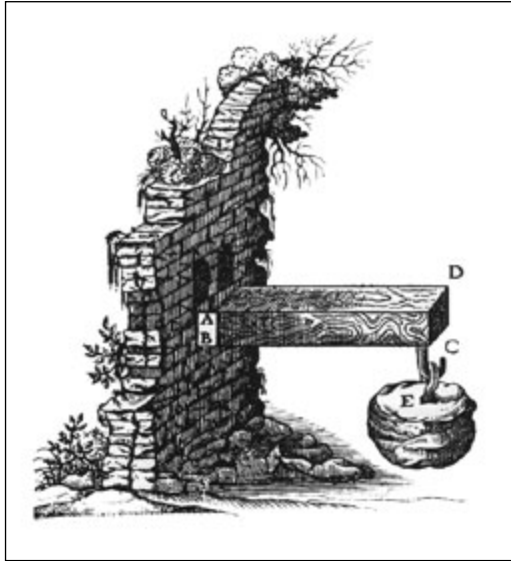


4.17

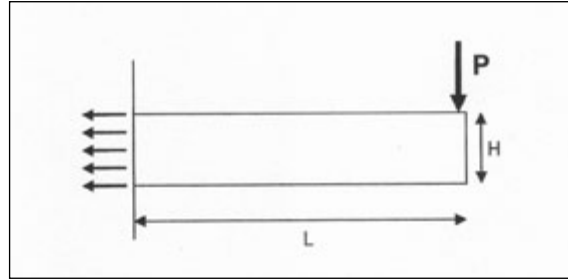
4.13 Apparecchio costruttivo ad “opus quadratum”. / The “opus quadratum” construction apparatus.

4.14 / 4.15 Particolare della muratura del Ponte Julien (Vaucluse, France) e del ponte Ponsul (Castelo Branco, Portogallo) (M.D. Fuentes, 2005). Mirabili esempi di costruzioni in blocchi regolari in pietra di epoca romana in cui la perfetta complanarità tra le facce dei conci non richiede l’impiego del legante. / Details of the masonry section of the Julien Bridge (Vaucluse, France) and the Ponsul Bridge (Branco Castle, Portugal). (M.D. Fuentes, 2005). Notable examples of roman construction using rectangular stone blocks in which the perfect adherence between the surfaces of the ashlar eliminates the need for binders.

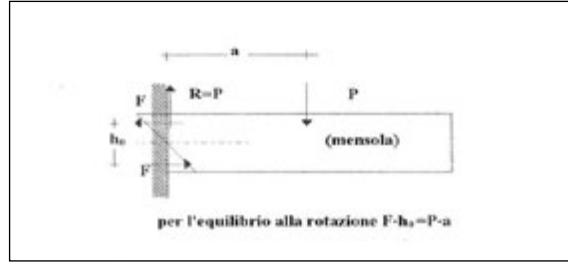
4.16 / 4.17 Risolvere l’iperstaticità della trave significa sapere la quota parte del carico che viene presa dal carrello supplementare. La risoluzione del problema passa attraverso la determinazione della linea elastica, ovvero delle caratteristiche del materiale e dei valori di rigidezza (vs. deformazione) della struttura. / In order to resolve problems associated with the hyperstatic quality of the beam, one must determine the proportion of load that will be absorbed by the supplementary carriage. The problem is resolved through calculation of the curve of elasticity, taking into account the characteristics of the material and the relative rigidity (as opposed to deformation) of the structure.



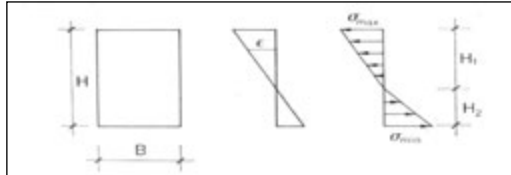
5.1



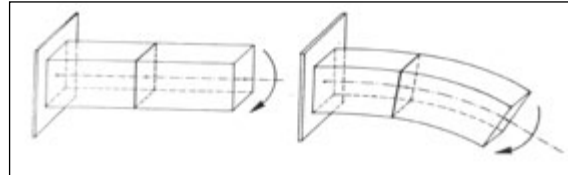
5.2



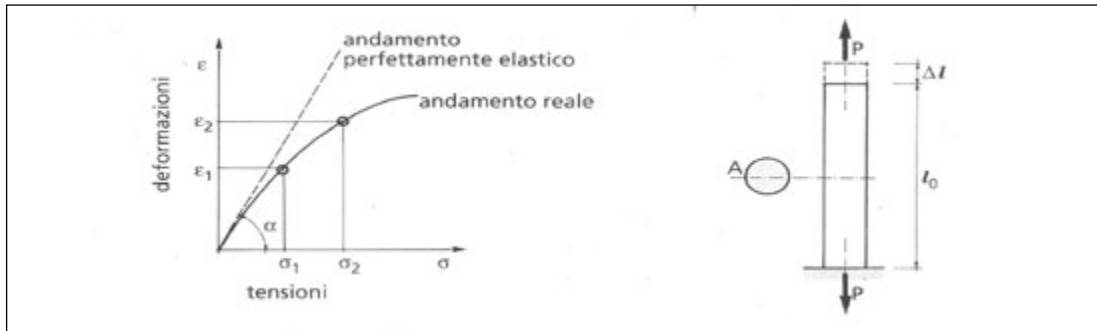
5.3



5.4



5.5



5.6

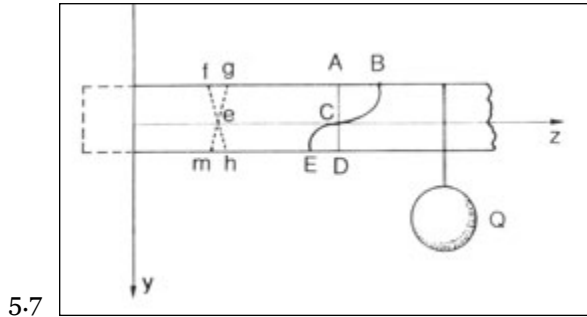
5.1 "Il problema di Galileo", il comportamento della trave incastrata a mensola soggetta ad una carico concentrato. / "Galileo's problem", the behaviour of a beam embedded into a console and subjected to a concentrated load.

5.2 L'errore della interpretazione data da Galileo che prevede una distribuzione costante e lineare delle tensioni di trazione lungo il piano dell'incastro. / The error in Galileo's interpretation which anticipated a constant and lineal distribution of traction tension along the joint surface.

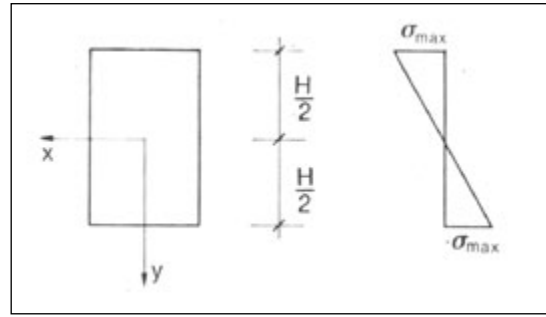
5.3 / 5.4 Rappresentazione schematica dell'equilibrio a rotazione di una mensola soggetta ad un carico concentrato e dell'andamento degli stati tensionali di trazione e compressione. / Schematic representation of equilibrium during rotation in a console subjected to a concentrated load and the flow of traction and compression forces.

5.5 Il mantenimento delle sezioni piane della struttura inflessa secondo l'ipotesi di Bernulli-Navier. / The maintenance of flat surfaces in an inflexed structure according to the Bernulli-Navier hypothesis.

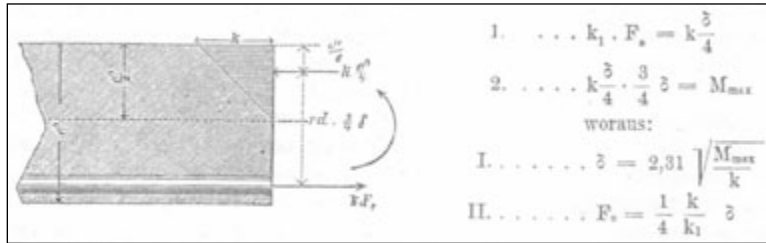
5.6 Il rapporto lineare e costante tra sforzi e deformazioni secondo le ipotesi stabilite dalla teoria dell'elasticità formulate da R. Hooke, consente di stabilire il valore del modulo di elasticità di un materiale. La tensione su un materiale elastico è direttamente proporzionale alla deformazione tramite il Modulo di Elasticità E. / The lineal and constant relationship between force and deformation according to R. Hooke's theory of elasticity, which calculates the value of elasticity of a material.



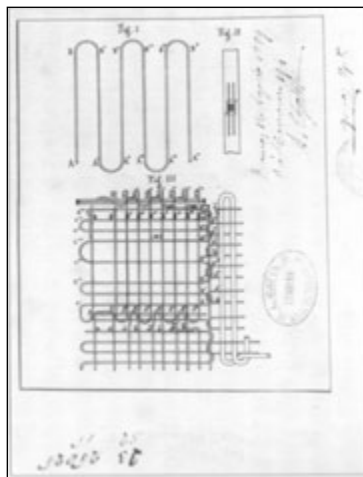
5.7



5.8



5.9



5.10



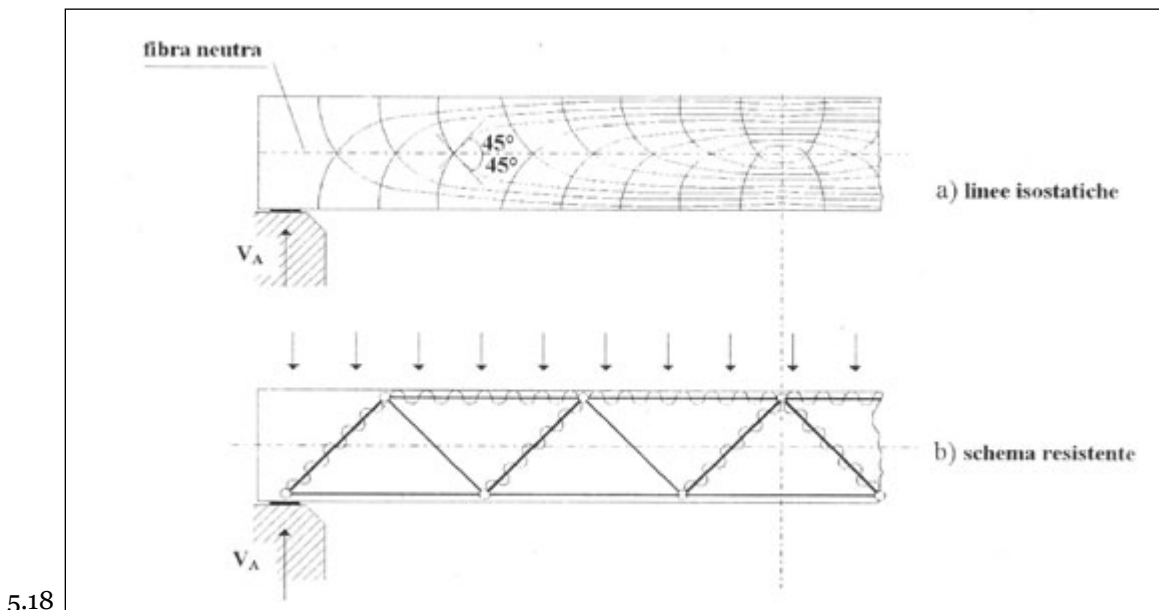
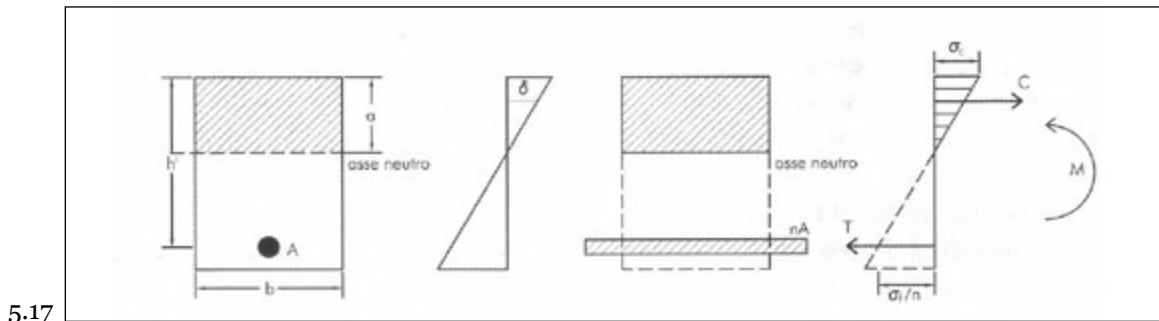
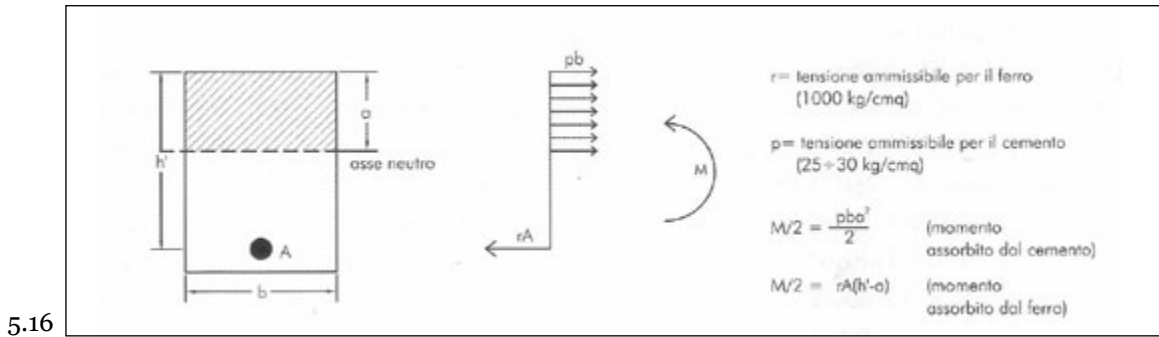
5.11

5.7 / 5.8 A. Parent, C.A. Coulomb, la corretta interpretazione della distribuzione “a farfalla” delle tensioni in una trave a sbalzo e l'individuazione dell'asse neutro. / A. Parent, C.A. Coulomb, the correct interpretation of the “butterfly” distribution of tension in an overhanging beam and determination of the neutral axis.

5.9 M. Koenen, 1886. La barra in ferro viene disposta sulla parte inferiore della trave per assorbire gli stati a trazione indotti dalla flessione in mezzera. / M. Koenen, 1886. The iron bar is situated on the lower part of the beam in order to absorb traction forces induced by flexion in the central section.

5.10 P. Cottacin, 1889. Disegno del brevetto del sistema intrecciato di tondini annegati in un getto sottile di conglomerato cementizio. / P. Cottacin, 1889. Patent design for a system of interconnected astragals embedded in a thin mould of cement conglomerate.

5.11 A. Baudot, 1904. Immagine che ritrae una fase di costruzione delle volte della chiesa di Saint-Jean de Montmartre di Parigi in cui viene impiegato il brevetto Cottacin. / A. Baudot, 1904. A phase of construction for vaults of the Church of Saint-Jean de Montmatre in Paris, in which the Cottacin patent was used.



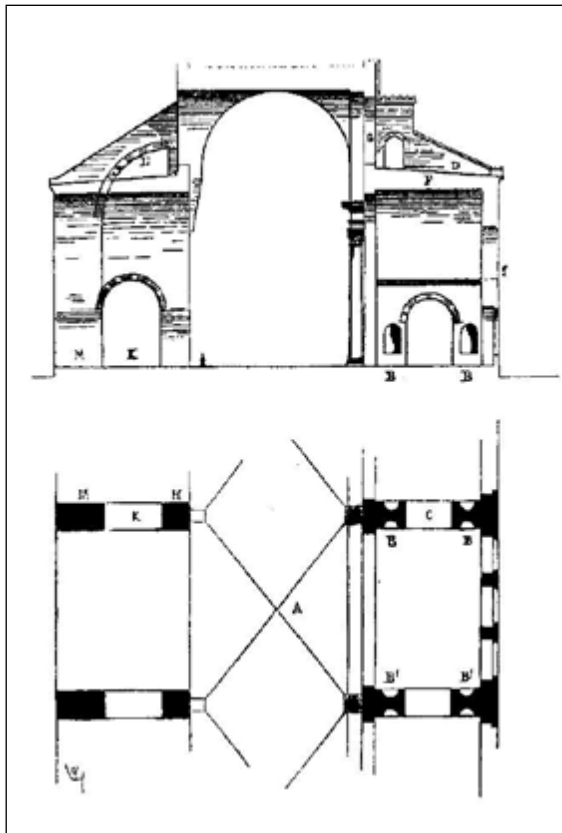
5.16 Rappresentazione schematica del procedimento di calcolo utilizzato da F. Hennebique (T. Iori, 2001). / Schematic representation of Hennebique's method of calculation (T. Iori, 2001).

5.17 E. Coignet e N. Tédesco, 1894. Rappresentazione schematica del concetto di sezione equivalente (T. Iori, 2001). / E. Coignet and N. Tédesco, 1894. Schematic representation of the concept of equivalent section (T. Iori, 2001).

5.18 E. Morsch, raffigurazione del concetto del "traliccio ideale resistente" che schematizza l'andamento delle isostatiche di compressione e trazione in un trave semplicemente appoggiata. Le aste compresse sono quelle indicate con la serpentina. / E. Morsch, depiction of "a lattice of ideal resistance" that shows the progress of isostatic lines of compression and traction in a simply supported beam. The compressed beams are indicated by the zigzag.

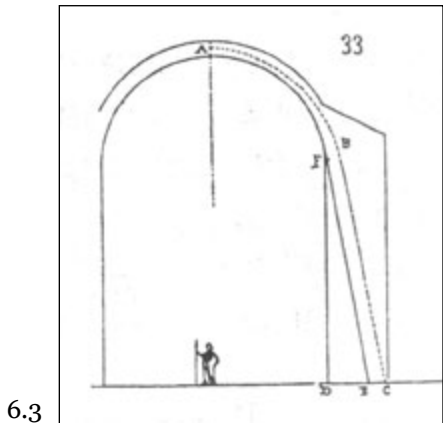


6.1

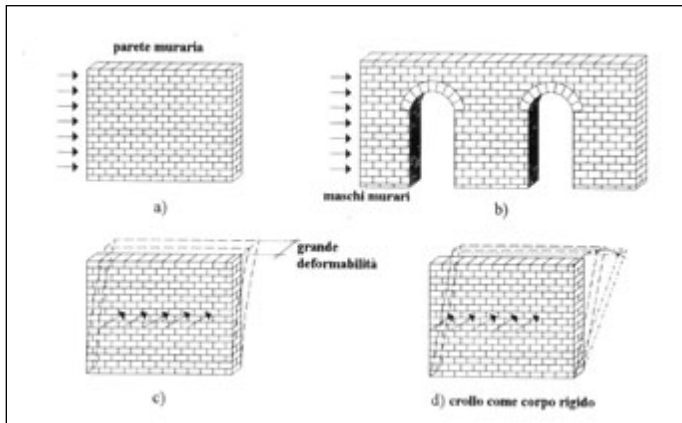


6.2

6.1 / 6.2 La Basilica di Costantino. Disegno di Moya Blanco dell'organizzazione statico-costruttiva dell'impianto ed elaborazione di V. le Duc con la porzione di sinistra modificata secondo una sua interpretazione del funzionamento strutturale. / *The Basilica of Constantine. Moya Blanco's design of the static construction organisation of the building and elaboration by V. le Duc with the left section modified according to his interpretation of structural functioning.*



6.3



6.4



6.5

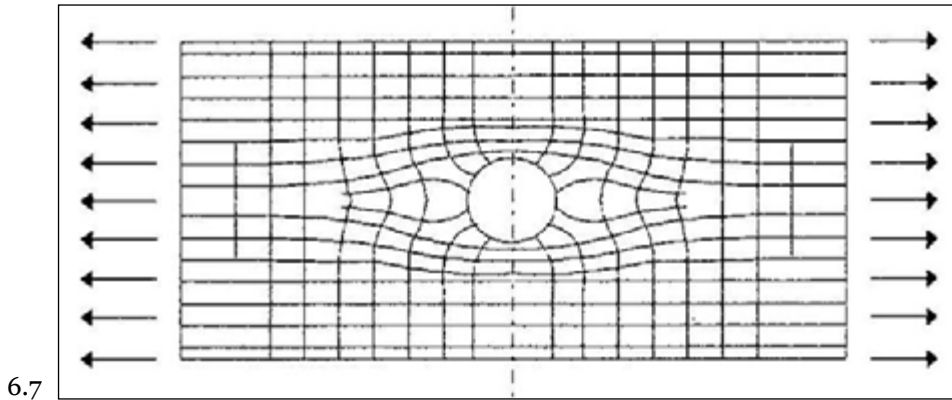


6.6

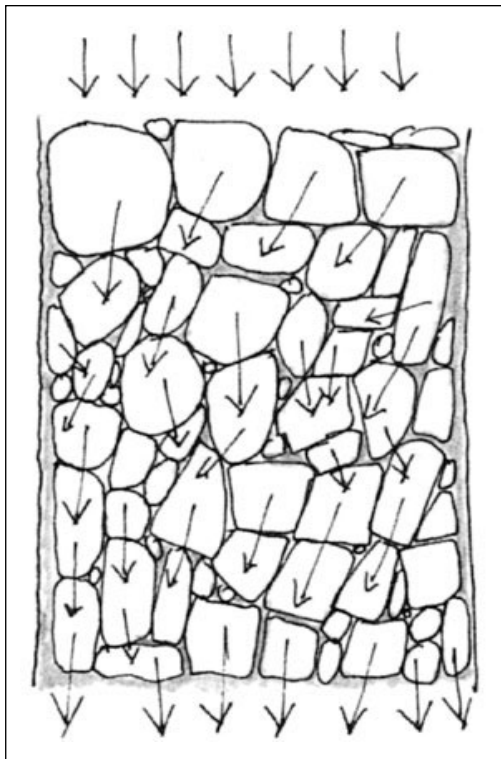
6.3 V. le Duc, la traccia segnata dalla curva delle pressioni in una struttura ad arco è assunta come rappresentazione della distinzione fra le parti attive e quelle inerti. / V. le Duc, the direction of pressure curves in an arched structure which highlights the difference between active and inert sections.

6.4 Identificazione del comportamento di un solido murario soggetto ad una azione applicata in direzione perpendicolare e complanare al piano. L'inserimento di aperture ad arco segue la logica statico-costruttiva della ricerca di una forma ottimizzata e compatibile con il primario sistema di sollecitazioni a cui è soggetto. / The behaviour of a solid wall subjected to a perpendicular and horizontal force. The insertion of arch openings is based on static-construction logic applied to determine an optimal shape compatible with the force to which the structure is subjected.

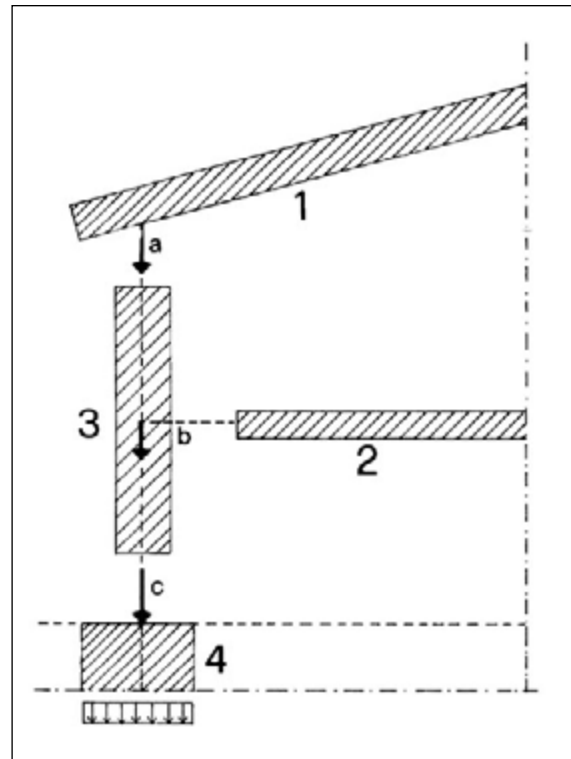
6.5 / 6.6 L'acquedotto di Segovia, II sec. d.C. L'organizzazione costruttiva ad archi in pietra sovrapposti è la forma ottimizzata che risolve sia le questioni statico-costruttive di una costruzione muraria che raggiunge un massimo di 28 metri di altezza, sia quelle architettoniche legate alle istanze di "leggerezza" e permeabilità visiva. Nella precisione e nettezza dell'apparecchio costruttivo in blocchi regolari di granito sono conservate le primarie ragioni che hanno permesso la conservazione nel tempo di questa grande opera di ingegneria. / The Segovia aqueduct, II century a.C. The construction layout with stone superimposed arches is the optimal shape to resolve static-construction problems in masonry construction of a maximum height of 28 metres and the architectural issues related to "lightness" and visual permeability. The innovative thinking of the designers is seen in the precision and the clarity of the regularly shaped granite construction blocks, which has led to the preservation of this great engineering work over time.



6.7



6.8

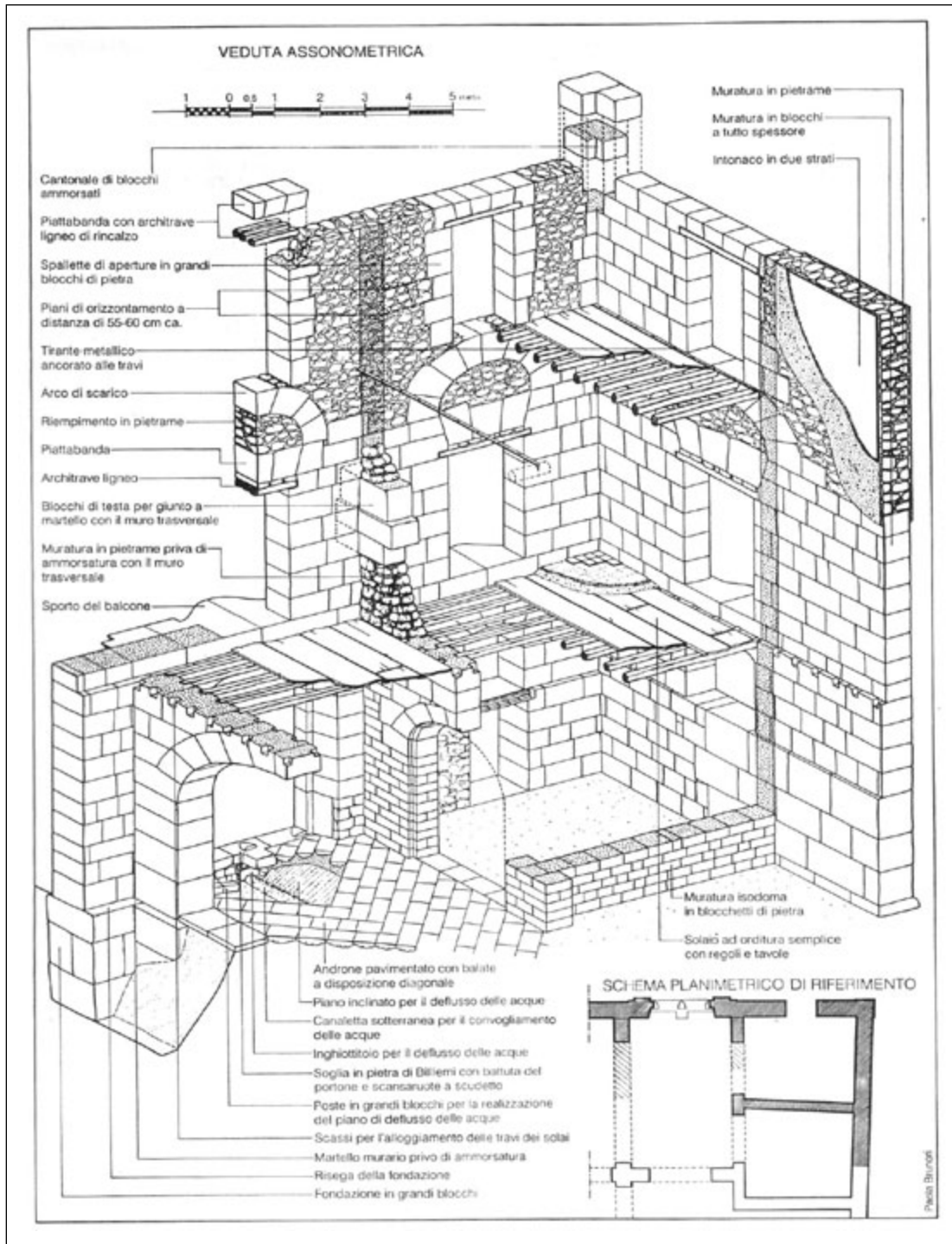


6.9

6.7 Rappresentazione schematica dell'andamento delle isostatiche di trazione in una lastra di materiale continuo ed omogeneo. / *Schematic representation of the progress of isostatic lines of traction in a slab made of continuous and homogeneous material.*

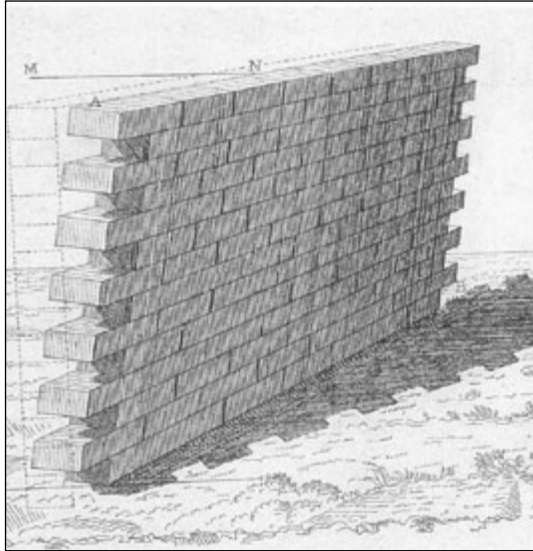
6.8 Murature schematizzate come una catena pluriconnessa di parti resistenti (conci). Le azioni-reazioni seguono un percorso disordinato guidato dall'accidentalità dei contatti. / *Representation of masonry as a multi-connected chain of strengthened parts (ashlars). The forces of action and reaction follow a haphazard path as determined by random contacts.*

6.9 Il concetto dell'assemblaggio applicato ad costruzione muraria. Ogni elemento porta se stesso e ciò che gli sta sopra, mediante connessioni di tipo monolatero. / *The concept of assemblage as applied to masonry construction. Every element supports itself and that above it through mono-lateral connections.*

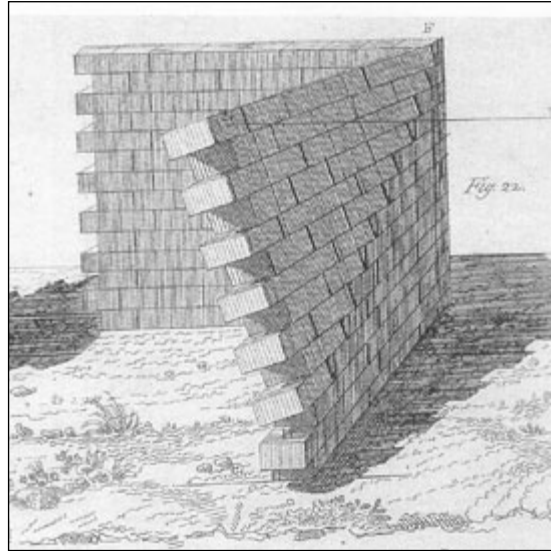


6.10

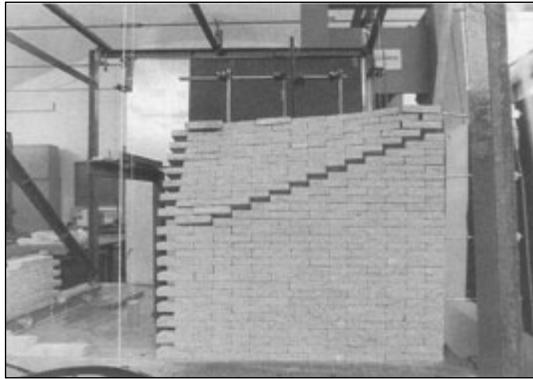
6.10 L'organismo murario. Tavola tratta da Giovanetti F., Marconi P., *Manuale di Recupero della città di Palermo*, Flaccovio, 1997. / *Masonry building frame. Plate from Giovanetti F., Marconi, P., Manuale di recupero della città di Palermo, Flaccovio, 1997.*



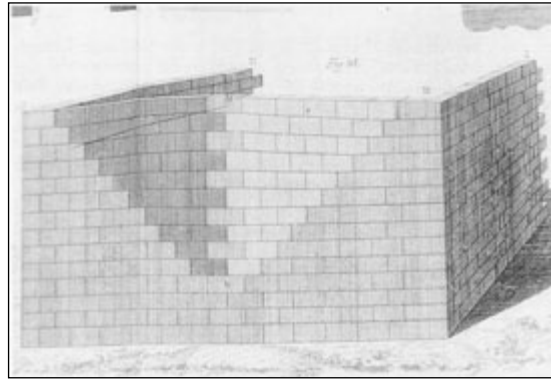
7.1



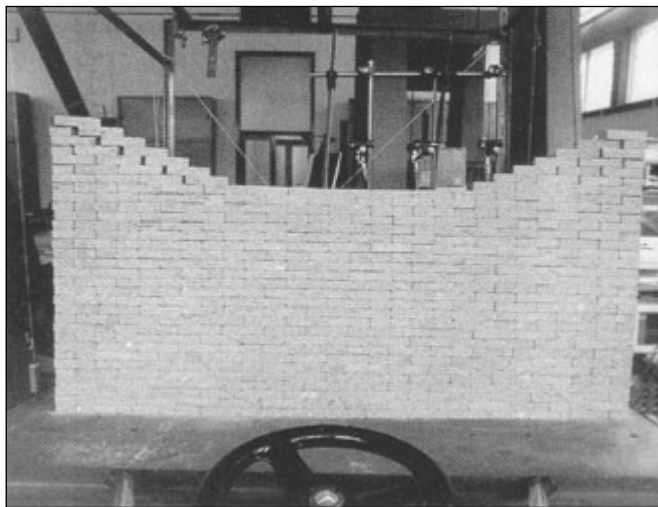
7.2



7.3

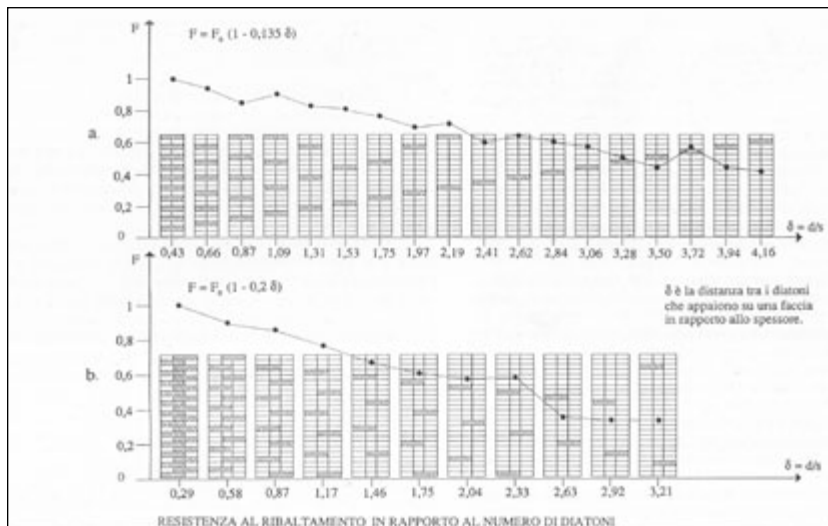


7.4



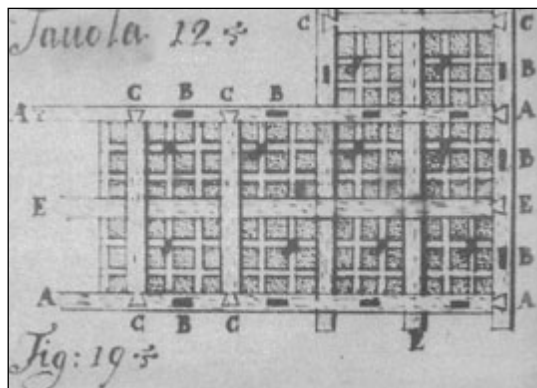
7.5

7.1 / 7.2 / 7.3 / 7.4 / 7.5 Raffigurazione dei meccanismi di collasso di un solido murario soggetto ad azioni orizzontali secondo i disegni di G.B. Rondelet (*Traité théorique et pratique de l'art de bâtir*, Parigi 1802-1812) e delle corrispondenti prove eseguite in laboratorio. / *The designs of G.B. Rondelet (Traité théorique et pratique de l'art de bâtir, Paris, 1802-1812) depicting the mechanism of collapse of a solid wall subjected to horizontal force and corresponding laboratory tests.*

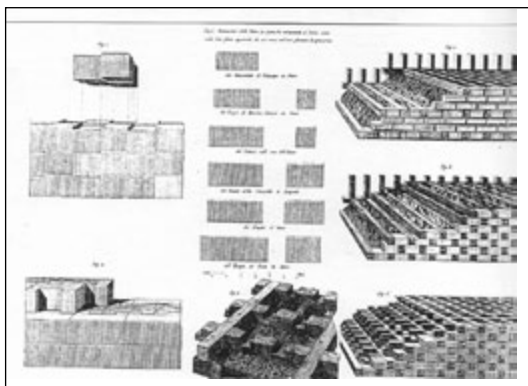


7.6 Grafico che mostra la resistenza al ribaltamento di un solido murario in rapporto alla posizione e al numero dei diatoni. Stabilita che F sia l'entità dell'azione instabilizzante di una muratura organizzata secondo un'alternanza di diatoni ogni due corsi, è sufficiente circa il 40% di tale valore per generare il ribaltamento di un solido di uguale geometria ma con la presenza di un solo diatono. / Graphic showing the relationship between tipping resistance in a solid wall and the position and number of headers. Given that F is the destabilising force for a wall with an alternation of headers every two courses, around 40% of the value of F is sufficient to cause overturning of a solid of the same size and shape with only one header.

7.7 / 7.8 / 7.9 / 7.10 Danni relativi all'evento sismico umbro-marchigiano del 1997. La cattiva organizzazione delle murature è una delle primarie cause di dissesto strutturale: cattiva coesione interna e mancanza di diatoni (assenza di monoliticità trasversale); eterogeneità dei materiali e discontinuità costruttiva (murature a strati indipendenti con laterizi pieni e cavi). / Damage caused by the seismic events in Marche and in Umbria in 1997. Poor masonry design was one of the main causes of structural failure with problems such as: poor internal cohesion and lack of headers (the structure lacking in transverse monolithic quality); heterogeneity of material and structural discontinuity (masonry with non-connected layers and the use of solid and hollow bricks).



7.11



7.12



7.13



7.14

7.11 P. Labisi (1720-1798), *Elementi di Architettura Civile*. Graticcio in legno con connessioni a tenone e mortasa per la realizzazione di fondazioni e murature rinforzate in funzione antisismica. / P. Labisi (1720-1798), *Elements of Civil Architecture*. Wooden trellis with tenon and mortise joints for anti-seismic foundations and reinforced walls.

7.12 Apparecchi costruttivi con blocchi sagomati per incrementare la monoliticità trasversale della muratura e sistemi integrati muratura-legno nel caso di muratura di forte spessore con fodere esterne in laterizio-pietra e riempimento incoerente. La funzione delle armature di legno è quello di creare una connessione fra i due tavolati murari. Da J. Rondelet, *Traité théorique et pratique de l'art de bâtir*, Parigi 1802-1812. / Moulded blocks used to augment the transverse monolithic quality of the masonry and integrated masonry-wood systems used for thick masonry with an external coating in brick-stone and a mixed filling. The wooden coating connects the two masonry slabs. From J. Rondelet, *Traité théorique et pratique de l'art de bâtir*, Paris 1802-1812.

7.13 Ercolano e Safranbolu (Turchia). Esempi di strutture murarie rinforzate con intelaiature in legno. Tale soluzione costruttiva risponde bene anche all'istanza di incrementarne la resistenza a trazione del solido murario soggetto ad una azione fuori dal proprio piano, come nel caso di azioni sismiche. / *Herculaneum and Safranbolu (Turkey)*. Examples of masonry structures reinforced with wooden frames. The construction successfully increases traction resistance in solid masonry subjected to external (seismic) force.

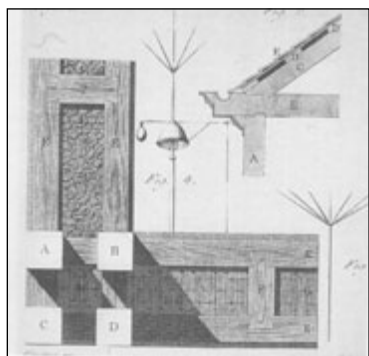
7.14 Madrid. Murature miste pietra-legno e laterizio-legno con intelaiatura annegata nello spessore murario (XVII - XIX sec.). L'impiego dei tralicci lignei contribuisce a migliorare la portanza delle murature che si elevano per circa 18-20 mt, sopperendo anche alla disorganicità nell'organizzazione costruttiva delle tessiture murarie (particolarmente evidenti nella muratura di sinistra). / *Madrid. Masonry of mixed stone-wood and brick-wood construction with the framework sunken into the masonry (XVII-XIX century)*. The use of wooden lattices helps to improve the bearing capacity of the walls that are lifted up by 18-20 metres and compensate for poor construction organisation in the masonry structure (particularly evident in the case of walls on the left).



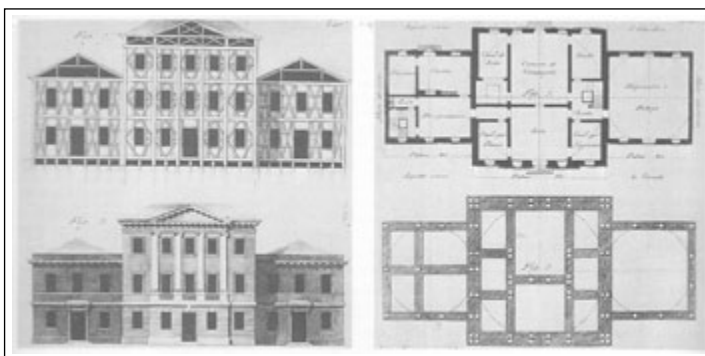
7.15



7.16



7.17

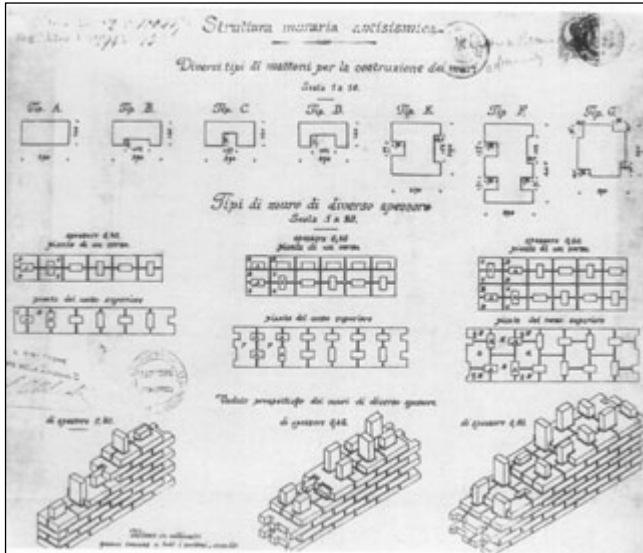


7.18

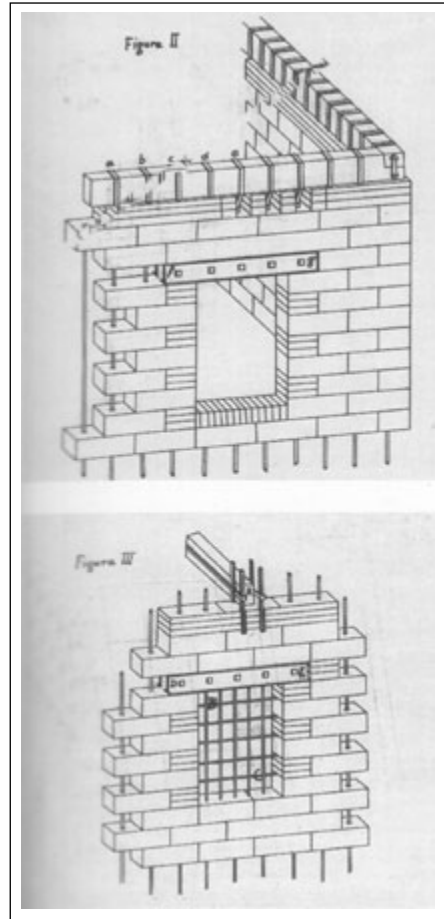
7.15 Segovia, 2003. Immagine di un edificio ristrutturato con in evidenza le pareti in laterizio faccia a vista rinforzate con una intelaiatura lignea. Le aste inclinate fungono da elementi irrigidenti della muratura alle eventuali azioni di taglio. / *Segovia, 2003. Image of a restored building showing exposed brick walls, reinforced with a wooden frame. The inclined poles strengthen the masonry and protect against potential shearing stress.*

7.16 Staufenberg, Assia (Germania). La sopraelevazione recente dell'edificio di impianto ottocentesco segue la stessa logica della costruzione originaria con l'impiego di una intelaiatura lignea che contiene la muratura in laterizi forati (su cui – auspicabilmente – dovrà essere applicata la finitura intonacata). / *Staufenberg, Assia (Germany). The recent addition of a storey to the 19th century structure follows the original design with the use of a wooden frame that contains hollow block masonry (upon which a plaster finish will be applied).*

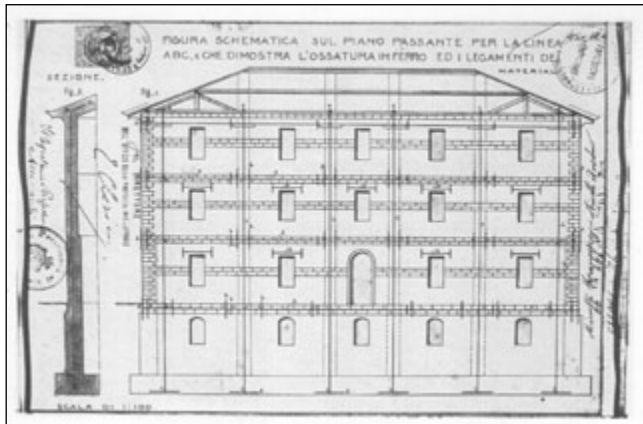
7.17 / 7.18 Vivenzio, "Casa baraccata" 1783. Progetto di un edificio antisismico in struttura mista legno-muratura e particolare del nodo d'angolo. La regolarità della pianta – simmetrica rispetto ai due assi ortogonali – e l'impiego della intelaiatura in legno annessa nelle murature, sono i due dispositivi tecnici che consentono di ottenere un sensibile miglioramento del comportamento della costruzione sotto l'azione del sisma. / *Vivenzio, "Casa baraccata", 1783. Designs for an anti-seismic building with a mixed wood-masonry structure and details of the corner node. The regularity of the design – note the symmetrical use of the two orthogonal beams – and the use of a wooden frame embedded into the masonry contribute to a notable improvement in seismic resistance.*



7.19



7.20

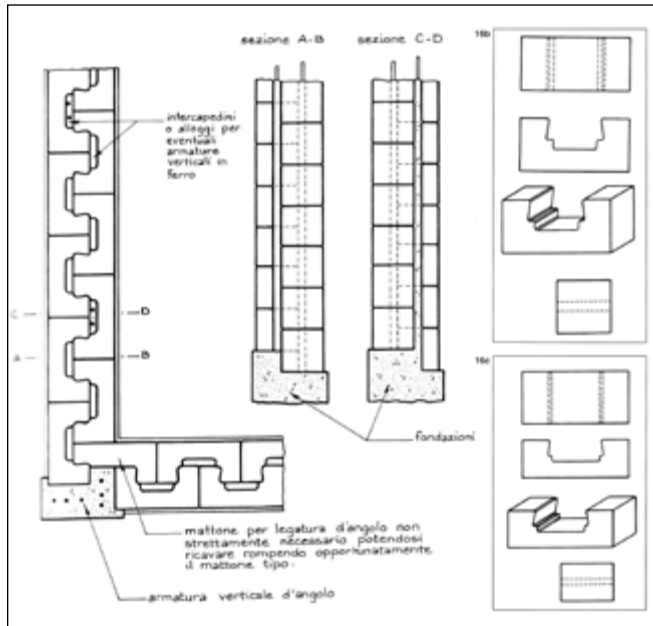


7.21

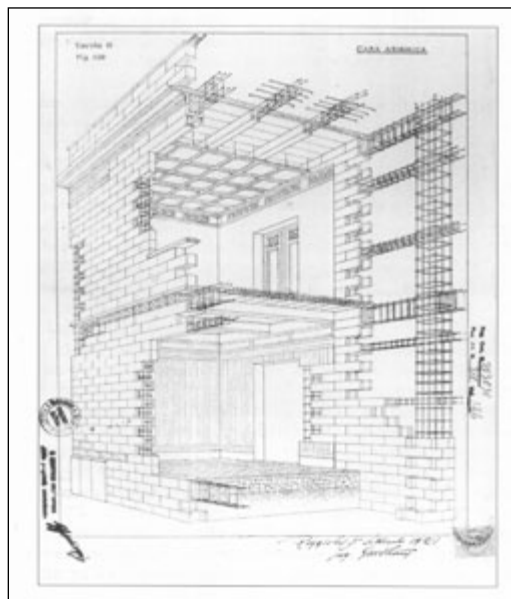
7.19 U. Manfredi 1909. Strutture murarie antisismiche con blocchi preformati ad incastro. / U. Manfredi, 1909. *Seismic-resistant masonry structure with embedded preformed blocks.*

7.20 B. Foresti Gio, 1909. Sistema misto muratura rinforzata con tondini metallici verticali passanti e cordolo sommitale munito di staffe di ancoraggio. / B. Foresti Gio, 1909. *Mixed masonry system reinforced with vertical metal fed-through astragals and crown spandrel beams fortified with anchor bars.*

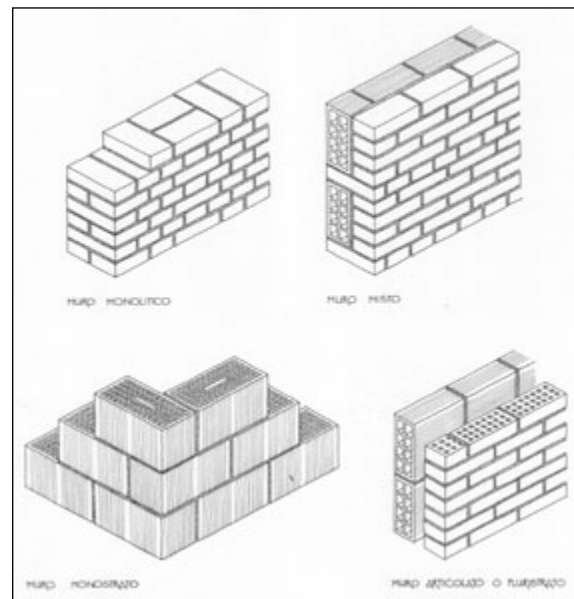
7.21 F. A. Minelli, 1909. Sistema antisismico misto muratura e tirantature metalliche ancorate per punti alla faccia esterna della parete. / F. A. Minelli, 1909. *Mixed seismic-resistant system of masonry and metal tie beams point anchored to the external wall face.*



7.22



7.23



7.24

7.22 I. Andreani, *Il progettista moderno di costruzioni architettoniche*, Hoepli, 1909. Sistema misto con ingabbiatura d'angolo in cemento armato e blocchi sagomati ad incastro con inserimento di armature verticali in tondini di ferro. / I. Andreani, *The modern designer of architectonic construction*, Hoepli, 1909. *Mixed system with corner framework in reinforced concrete and the use of moulded interlocking blocks with the insertion of iron astragals for vertical reinforcement.*

7.23 G. Zany, 1921. Struttura antisismica mista in blocchi cavi di conglomerato cementizio con annegata l'armatura metallica. La struttura doveva essere realizzata senza uso di cassaforme. / G. Zany, 1921. *Mixed seismic-resistant structure of hollow cement conglomerate blocks with embedded metal reinforcements. The structure had to be built without formwork.*

7.24 Tipologie di pareti portanti e di tamponamento. Il processo che accompagna l'affermazione della tecnologia del telaio in calcestruzzo cementizio armato si sposa con il progressivo alleggerimento delle pareti, che dalla originaria funzione portante diventano elementi di chiusura fisica. / *Supporting wall and infilling typology. Technological development in reinforced cement frames is accompanied by progressive "lightening" of the walls, which did offer support but now function to physically enclose space.*



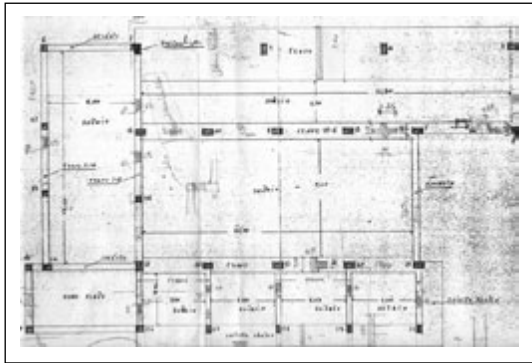
7.25



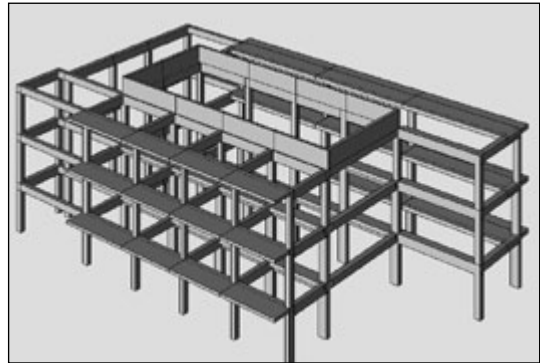
7.26



7.27



7.28



7.29

7.25 / 7.26 Scuola O. Giansanti, Pesaro, 1958. Prospettiva di progetto e stato attuale. / O. Giansanti School, Pesaro, 1958. Project plans and present condition.

7.27 / 7.28 / 7.29 Scuola O. Giansanti, Pesaro, 1958. Disegni originari di progetto raffiguranti la planimetria del primo e secondo piano, quella della carpenteria e modello dello scheletro strutturale. Esempio di impianto costituito da telai in cemento armato monodirezionali e tra loro indipendenti combinato con l'impiego di tavolati in laterizio (semipieno a 21 fori) a due strati. / O. Giansanti School, 1958. Original project designs showing the planimetry of the first and second floors, the carpentry workshop and a model of the skeletal structure. An example of a construction built with mono-directional reinforced concrete frames over two layers, each layer joined with bricks (half solid with 21 holes).



7.30



7.31



7.32

7.30 / 7.31 / 7.32 Scuola O. Giansanti, Pesaro, 2005. Immagini raffiguranti una delle patologie di dissesto strutturale e degrado costruttivo generato per effetto della roto-traslazione della trave a sbalzo. Le lesioni prodotte dall'evento sismico del 1997 hanno evidenziato la necessità di prevedere dei dispositivi atti ad incrementare la rigidità delle membrature in c.a sul piano ortogonale ai telai ed ad operare un sensibile alleggerimento dei carichi statici delle tamponature. / O. Giansanti School, Pesaro, 2005. Images showing one of the sections of structural damage and deterioration caused by the rotational shift of the cantilever. The cracks from seismic activity of 1997 demonstrated the need for appropriate strengthening devices for the reinforced concrete frame on the floor perpendicular to the framework and the need for a considerable lightening of the infilling or static load.



7-33



7-34

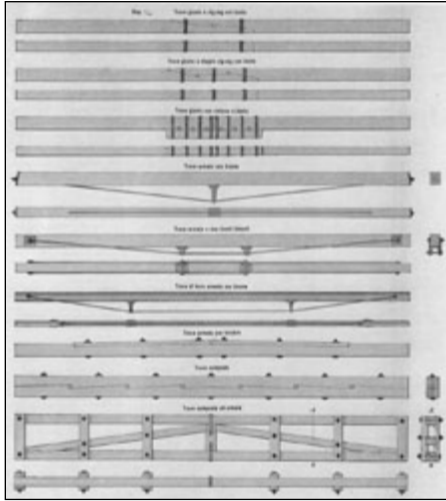


7-35

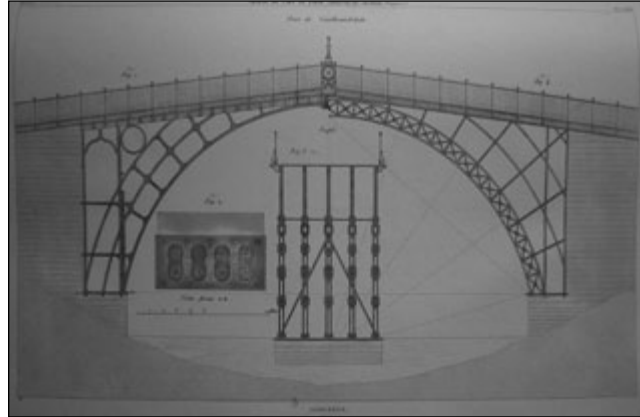


7-36

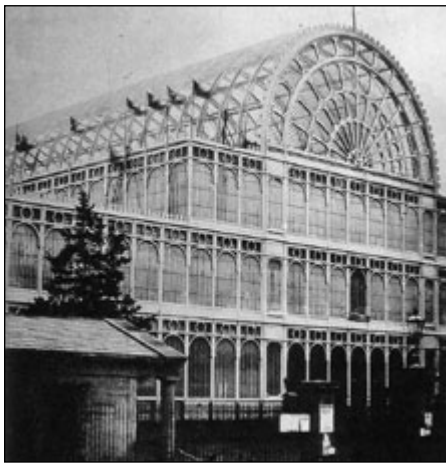
7-33 / 7-34 / 7-35 / 7-36 Colonia Marina per Post-telegrafonici, Pesaro, 1930 circa. Tipico esempio di struttura mista in muratura portante innervata con piastrini d'angolo in calcestruzzo cementizio armato. Tale soluzione costruttiva, in combinazione con il solaio latero-cementizio ad orditura incrociata, venne introdotta a seguito delle norme sismiche del R.D. del 1927. / *Holidays Colony, Pesaro, 1930. Typical example of mixed structure in masonry and corner pillars in reinforced concrete. This kind of solution, together with double cross reinforced floor, was introduced after the seismic Royal Disposal in 1927.*



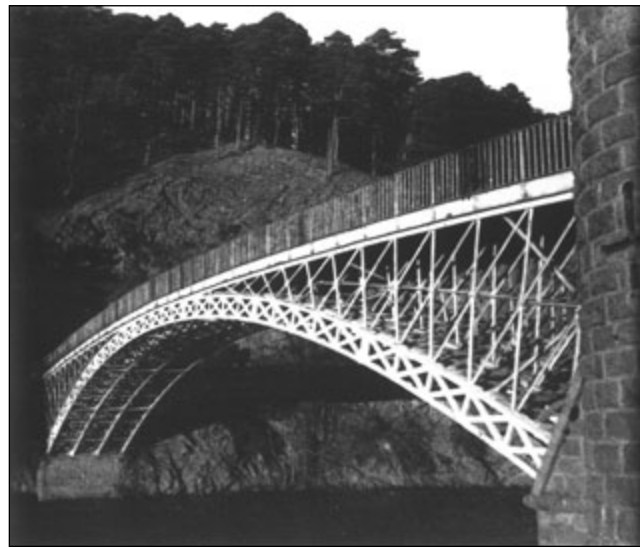
8.1



8.2



8.3



8.4

8.1 L. Cattaneo, *L'arte muratoria*, 1889. Abaco di soluzioni tecniche per l'incremento della rigidità di una trave lignea soggetta a flessione. / L. Cattaneo, *L'arte muratoria*, 1889. *Abacus of technical solutions for reinforcement of a wooden beam subjected to bending stress.*

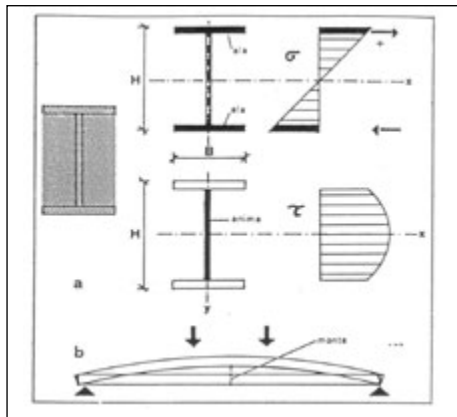
8.2 Ponte di Coalbrookdale, 1777-79. Il primo ponte realizzato con elementi in ferro. La campata fra i piloni in muratura misurava una luce di circa trenta metri (J. Rondelet, *Traité théorique et pratique de l'art de bâtir*, Parigi 1802-1817. Tavola n. 157. Il rilievo del ponte è nella parte sinistra della tavola). / Coalbrookdale Bridge, 1777-79. *The first bridge built using iron sections. The span between the stone pylons measured around 30 metres.* (J. Rondelet, *Traité théorique et pratique de l'art de bâtir*, Paris, 1802-1817. Table n. 157. *The image of the bridge is seen in the left section of the table.*)

8.3 J. Paxton e C. Fox, Crystal Palace di Londra, 1851. Primo esempio di edificio con struttura interamente metallica ad elementi modulari smontabili, realizzato in soli cinque mesi (settembre 1850 - gennaio 1851) per una estensione in pianta di circa 71.000 mq; l'ottimizzazione del processo si basa sulla standardizzazione degli elementi, che risultano simmetrici, per permetterne un facile montaggio e la loro riutilizzazione (il palazzo venne infatti essere smontato e ricostruito nel 1854 a Sydenham Hill, dove restò fino alla distruzione per un incendio nel 1936). / J. Paxton and C. Fox, *Crystal Palace, London, 1851. The first example of a building with an entirely metal structure and modular sections that could be disassembled. It was built in only five months (September 1850-January 1851), with a total area of 71,000 square metres. Optimization of the construction process resulted from standardization of the sections that were symmetrical and allowed for easy assembly and disassembly (the palace was in fact disassembled and rebuilt at Sydenham Hill in 1854 where it remained until its destruction by fire in 1936).*

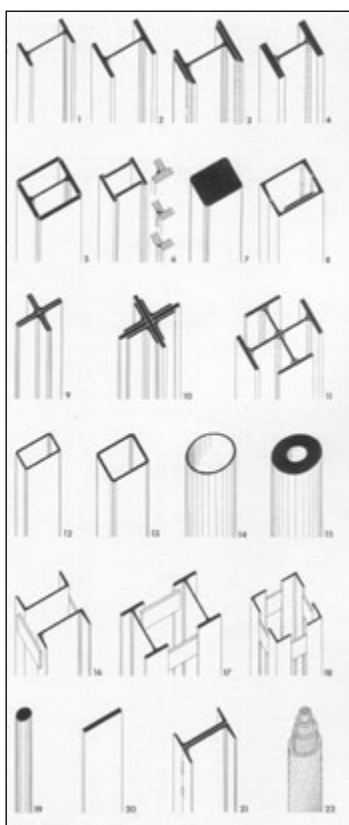
8.4 T. Telford, ponte a Craigellachie, 1815. L'ottimizzazione strutturale del profilo del ponte viene ottenuta mediante lo "svuotamento" dei rinfianchi e l'impiego di aste di irrigidimento fra la trave curva reticolare e l'impalcato in acciaio. / T. Telford, *the bridge at Craigellachie, 1815. Structural optimization of the bridge's contour is achieved through the "emptying" of the spandrels and the use of strengthening rods between the curved reticular beam and the steel framework.*



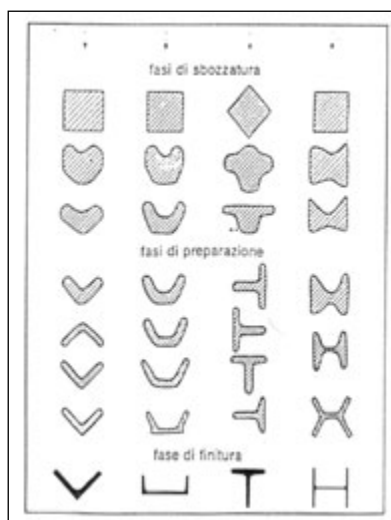
8.5



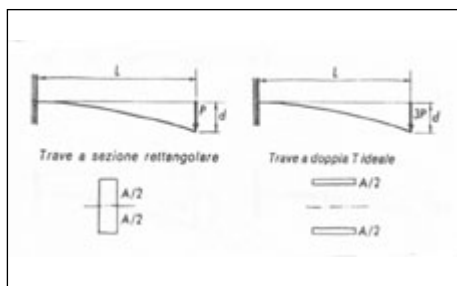
8.6



8.7



8.8

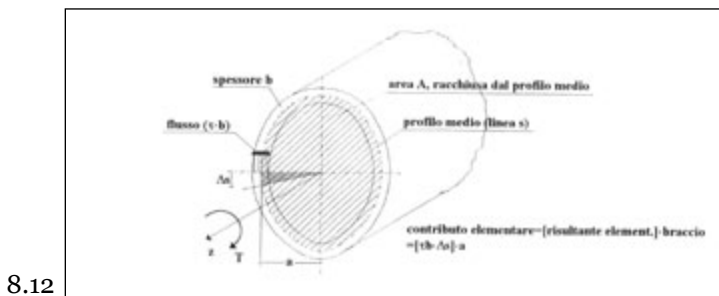
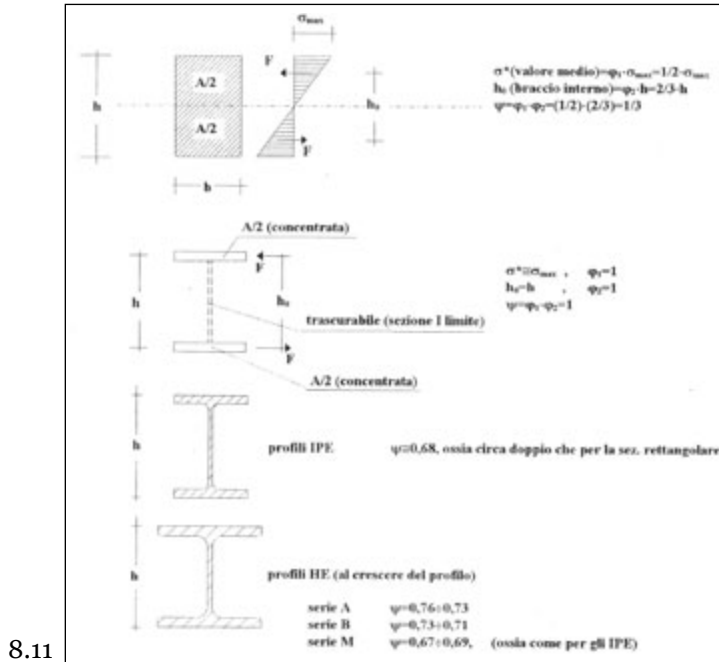
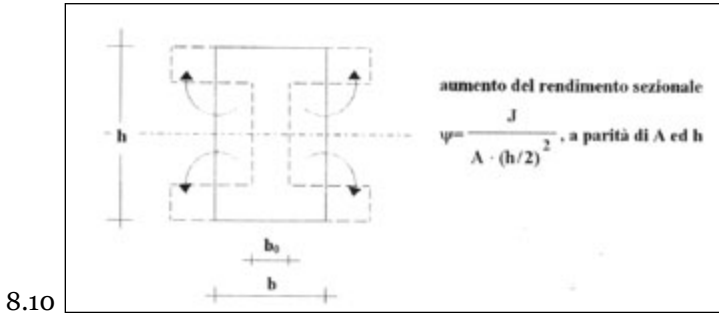


8.9

8.5 F. J. Bélanger, F. Brunet, trasformazione della Halle au Blé in Bourse du Commerce, (Parigi, 1809-11) con una nuova copertura a cupola in ossatura metallica con elementi reticolari. La leggerezza della struttura e la rapidità di costruzione rappresentarono i due fattori decisivi nella scelta di optare per l'impiego della struttura in acciaio nell'opera di ricostruzione. / *F. J. Bélanger, F. Brunet, the transformation of Halle au Blé in Bourse du Commerce, Paris, (1809-11), consisting of a new cupola roof with a metallic skeleton and rectangular sections. A steel frame was used in reconstruction for its structural lightness and rapidity of construction.*

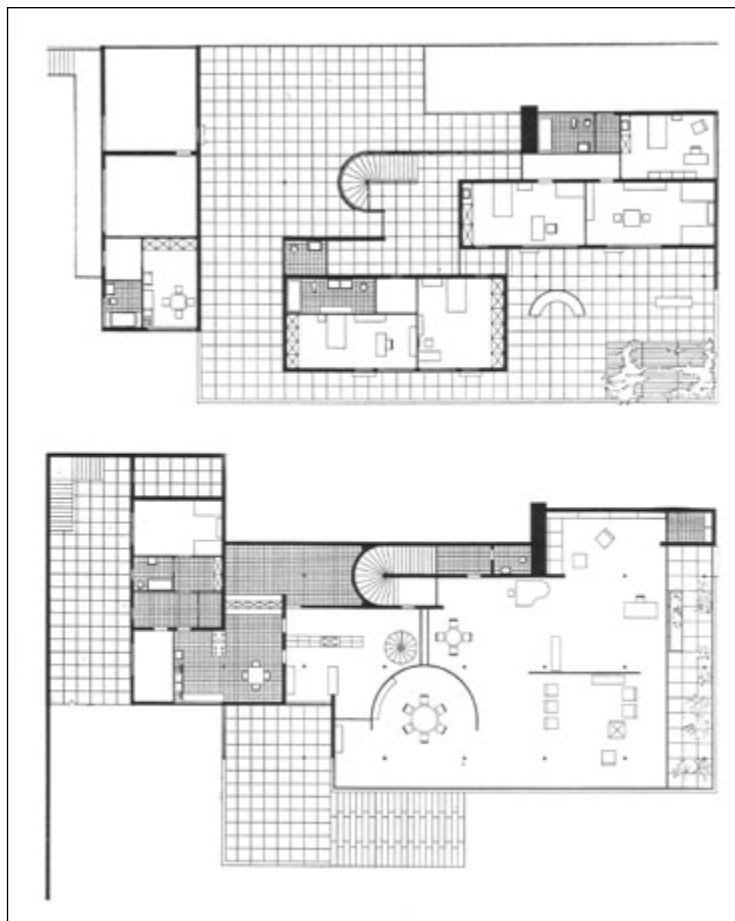
8.6 / 8.7 / 8.8 Processo di ottimizzazione della forma dei profilati laminati a caldo e rappresentazione dei diagrammi delle tensioni a trazione-compressione e taglio nel caso di un trave soggetta a flessione retta. / *Optimisation in the shape of hot rolled sections and diagrammatic representations of traction-compression and shearing forces in a beam subjected to bending stress..*

8.9 Raffronto fra i valori di rigidezza a flessione di una mensola soggetta a carico concentrata tra una sezione rettangolare omogenea e una sezione ideale costituita da due masse separate. / *Comparison of the bending rigidity values of a console subjected to a centralised load for a homogeneous rectangular section and an "ideal" section composed of two separate masses.*



8.10 / 8.11 Esempificazione del concetto di ottimizzazione della forma strutturale di un profilato in acciaio mediante l'impiego del coefficiente di rendimento sezionele (funzione di J, con i valori di area e di altezza costanti). / Exemplification of the concept of structural shape optimization in a steel section as demonstrated by efficiency coefficients (function equivalent to J, with constant area and height values).

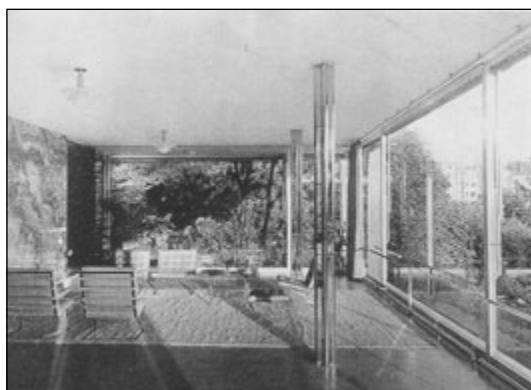
8.12 Rappresentazione del flusso tensionale continuo che si sviluppa in profilo tubolare chiuso per effetto di un momento torcente sul piano della sezione. / Representation of the continuous tension flow arising in a closed tubular shape due to a twisting moment on the section's surface.



8.13



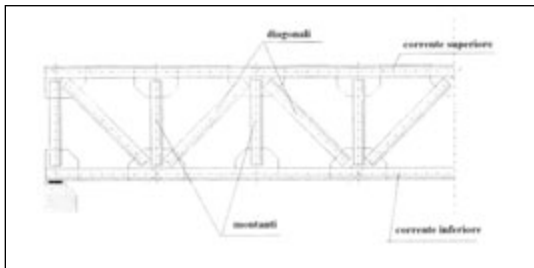
8.14



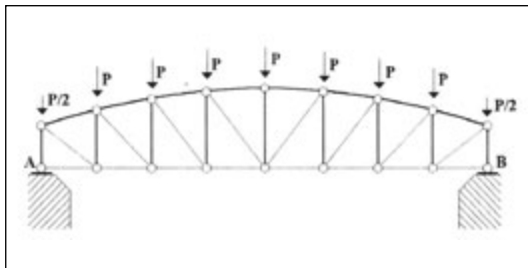
8.15

8.13 / 8.14 / 8.15 Mies van der Rohe, casa Tugendhat, 1930. L'impianto strutturale si fonda sull'impiego di un sistema puntiforme di pilastri in acciaio a profilo cruciforme svincolato dal sistema delle partizioni interne. Il pilastro assume una funzione che supera le istanze di ordine prettamente statico per divenire un elemento caratterizzante della qualità dello spazio interno, sia in termini materici e cromatici (rivestimento in acciaio inox rivettato) sia come espressione dell'essenzialità della concezione architettonica.
 / Mies van der Rohe, *The Tugendhat House*, 1930. Structural organisation is based on a point-like system of cross-shaped steel columns, the structure being liberated from the need for internal partitions. The column functions as more than a purely static structure and is a feature of internal space both in material and chromatic terms (coating in riveted stainless steel), as well as an expression of the essential architectural concept.

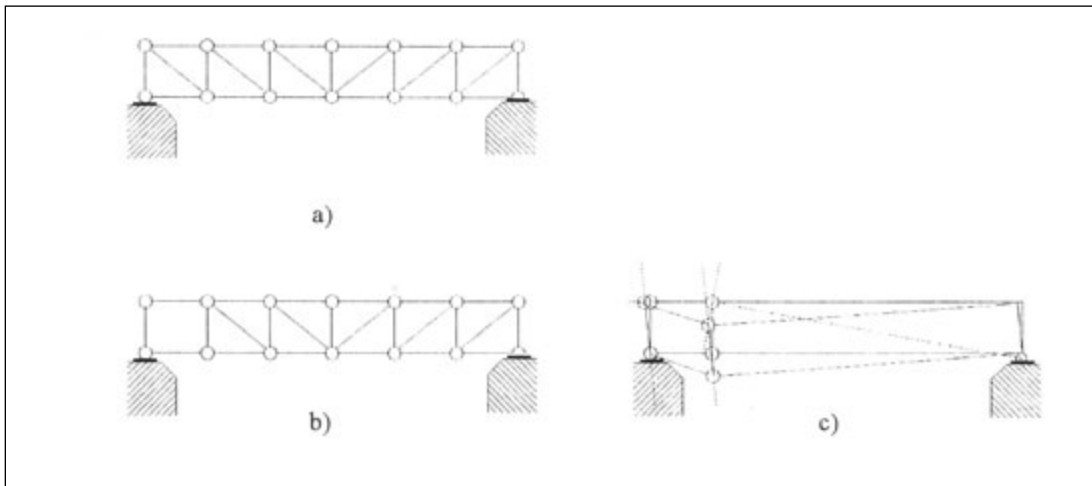
8.16



8.17



8.18



8.19



8.20



8.16 / 8.17 / 8.18 Esemplificazione della composizione e del funzionamento delle travi reticolari. La presenza delle cerniere, su cui devono convergere le azioni esterne, garantisce una corretta distribuzione delle sole tensioni di trazione-compressione sulle aste. Nel caso b-c l'assenza di un'asta di parete genera la conseguente rotazione del primo modulo. / *Exemplification of the composition and performance of reticular beams. The hinges, upon which external forces converge, allow for correct distribution of traction-compression forces on the beams. In the example b-c, the absence of a bracing member creates rotation of the first module.*

8.19 / 8.20 Struttura reticolare a arco a tre cerniere con aste di parete saldate alle due briglie e particolare della cerniera a terra. / *Three hinged reticular arched structure with the bracing members soldered to the two chords and details of the earthed hinge.*



8.21



8.22



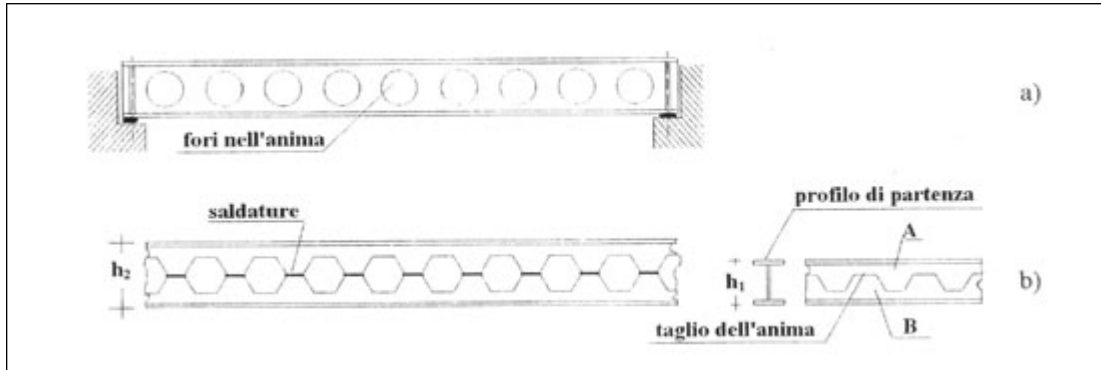
8.23



8.24

8.21 / 8.22 Londra, Kew Gardens, 2006. Struttura reticolare ad arco a due cerniere e particolare del nodo di attacco a terra. / London, Kew Gardens, 2006. Arched reticular structure with two hinges and details of the base attachment.

8.23 / 8.24. Esempi di connessioni di tubolari in acciaio con cerniere. / Examples of steel hinged tubular connections.



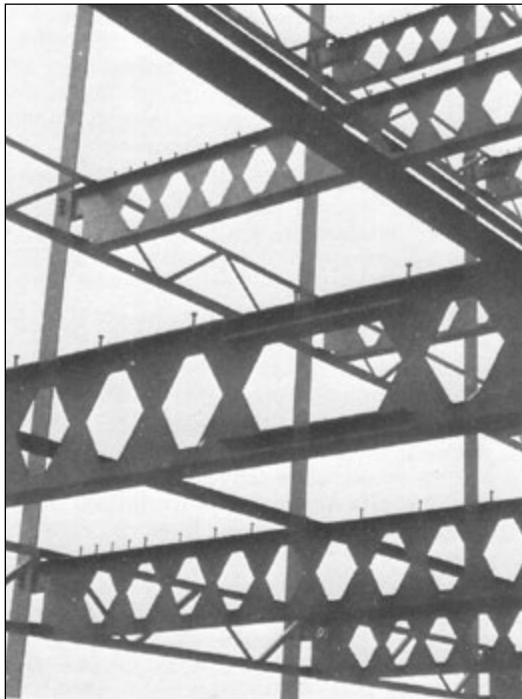
8.25



8.26



8.27



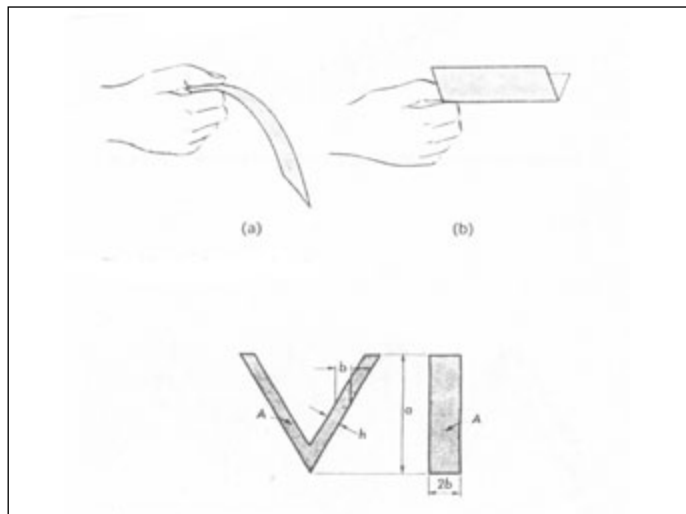
8.28

8.25 Modalità di realizzazione dei profilati alveolari. L'aumento di rigidezza, coniugato al mantenimento del peso dell'elemento, viene garantito dall'incremento dell'altezza della sezione lungo la direzione della sollecitazione. / Construction method for a honeycomb section. Strengthening of the section, linked to maintenance of the weight of the elements, is achieved through an increase in the height of the section following the direction of force.

8.26 Japanese pavilion, Shigeru Ban with Frei Otto and Buro Happold. Hannover, 2000. / Japanese pavilion, Shigeru Ban with Frei Otto and Buro Happold. Hannover, 2000.

8.27 Londra, edificio commerciale in costruzione nei pressi di Trafalgar Square, 2006. L'impiego delle travi alveolari in acciaio viene adottato negli interventi di nuova costruzione sia in ordine alla possibilità di eseguire campate di notevole luce sia per il passaggio della rete impiantistica nel vano tecnico ricavato sopra la controsoffittatura. / Commercial building under construction close to Trafalgar Square, London, 2006. Honeycomb steel beams were used in the new construction because of the potential they offer for large span arches and for the passage of wiring in the space created above the false ceiling.

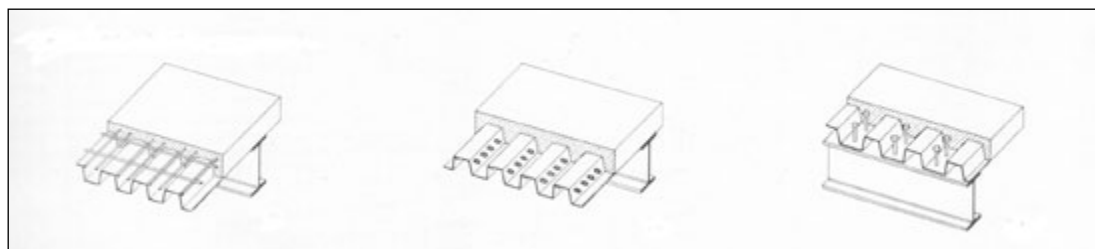
8.28 Particolare delle travi alveolari impiegate nella costruzione di un edificio in acciaio a Londra, 1964-69. Si notano i pioli metallici sull'estradosso dell'ala superiore per la connessione con il solaio. / Details of honeycomb beams used in the construction of a steel building, London, 1964-69. Note the use of metal pegs for floor connection on the extrados of the upper wing.



8.29



8.30

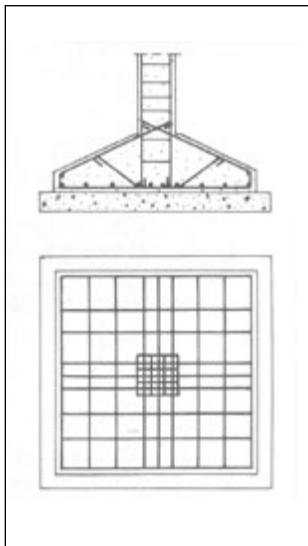


8.31

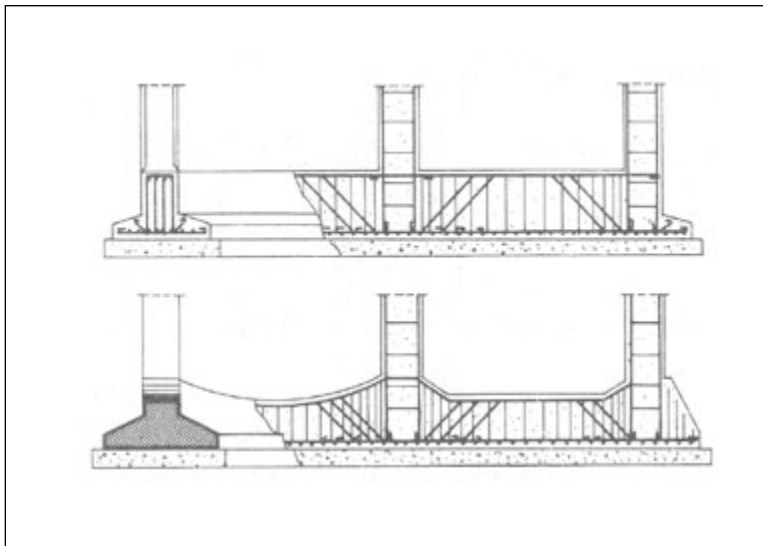
8.29 Esempificazione del concetto di resistenza per forma. L'aumento dell'altezza della sezione lungo la direzione della sollecitazione modifica sensibilmente la rigidità della struttura. / *Exemplification of relationship between shape and strength. An increase in the height of the section along the line of force notably modifies structural strength.*

8.30 Esempio di solaio in acciaio impiegato in un intervento di recupero edilizio e miglioramento sismico di un edificio murario. / *Example of a steel floor used in reconstruction and seismic protection for a masonry building.*

8.31 Esempificazione di impalcato in lamiera grecata combinato con un massetto armato. I connettori consentono di incrementare la rigidità del sistema ordito-impalcato favorendo la resistenza a taglio. / *Exemplification of a folded sheet metal flooring system combined with a reinforced block. The connections permit a strengthening of the frame-beam system, improving shearing resistance.*



8.32



8.33



8.34

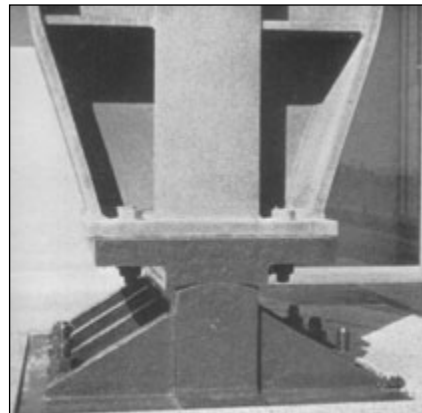
8.32 Rappresentazione di un plinto in c.a. Il funzionamento strutturale, nel caso teorico di un carico perfettamente centrato sul pilastro, può essere assimilato a quello di due mensole simmetriche soggette ad un carico distribuito esercitato dalla reazione del terreno. / *Representation of a reinforced concrete plinth. Structural performance, in the theoretical example of a load perfectly centered on the plinth, can be compared to that of two symmetrical consoles subjected to a distributed load exerted by the earth.*

8.33 Schematizzazione della disposizione dell'armatura in una trave rovescia di fondazione. / *The arrangement of reinforcements in a grade beam used for foundations.*

8.34 P. L. Nervi, Il Palazzo del Lavoro, Torino, 1961. AST. Immagini raffiguranti la costruzione di uno dei sedici elementi a ombrello di 40 m di lato e 26 m di altezza che sostengono la copertura su base quadrata, formati ognuno da un pilastro centrale, la cui sezione varia con continuità dal profilo cruciforme della base a quello circolare della sommità, e da una raggiera di travi in acciaio a sezione variabile che sostengono i lucernari. / *P. L. Nervi, The Worker's Palace, Turin (Il Palazzo del Lavoro), 1961. AST. The construction of one of sixteen umbrella sections with sides of 40 m and height of 26 m that support the roof on a square base. Each section is made up of central column whose shape consistently alters from the cruciform of the base to the circular profile of the summit and a network of steel beams of variable sections that support the skylights.*



8.35

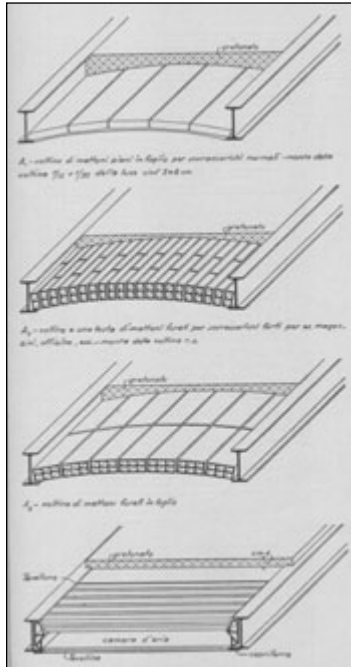


8.36

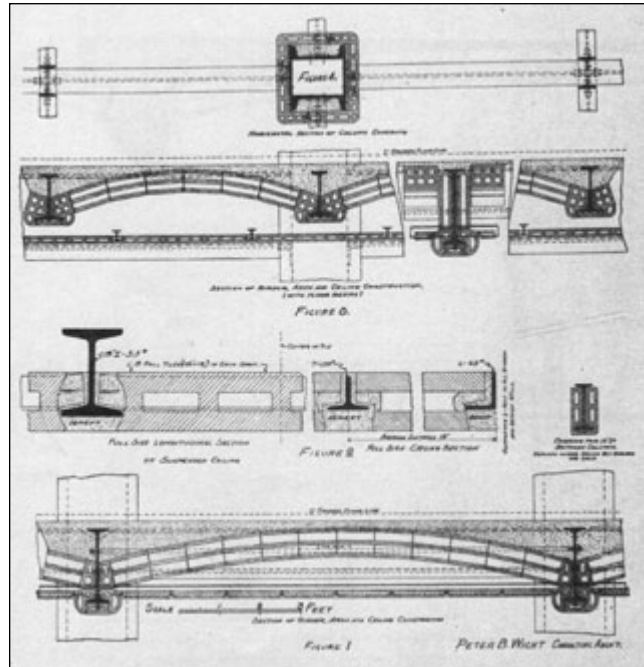


8.37

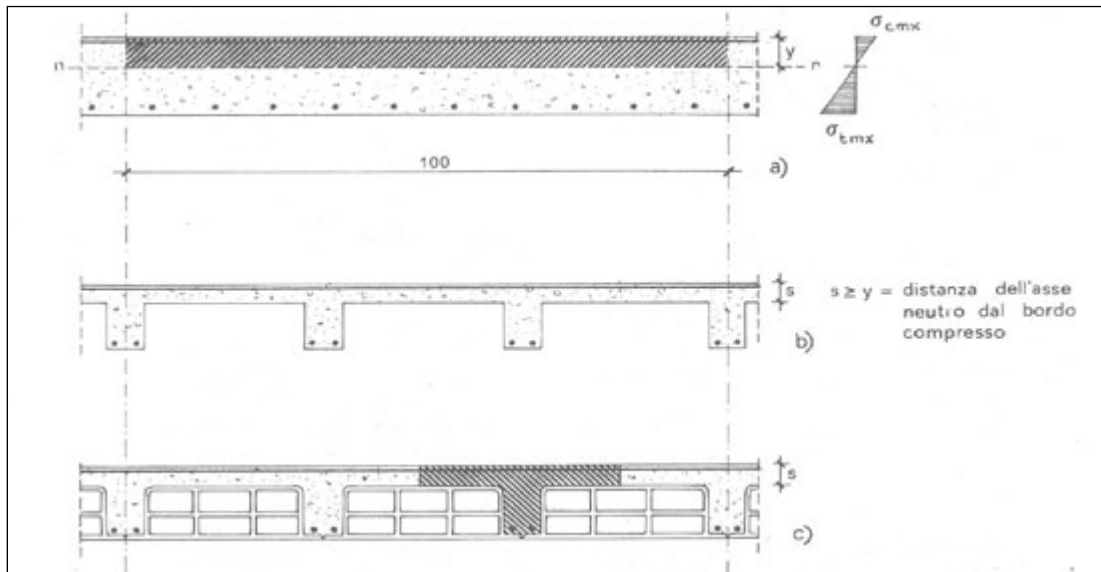
8.35 / 8.36 / 8.37 A. Bianchetti, Ponte sull'autostrada, Montepulciano, 1966. Il tema della struttura come elemento risolvente dell'immagine architettonica. Il grande portale in acciaio viene esibito come matrice della forma strutturale ed allude, mediante un sapiente gioco tra i volumi, all'artificio statico di una grande mensola a profilo variabile. / A. Bianchetti, *Bridge over the motorway, Montepulciano, 1966. Structure as a definitive expression of architectural design. The large steel portal was presented as a matrix of structural form and alludes, through a contrived interplay between size, to the fixed structure, a large variably shaped console.*



8.38



8.39

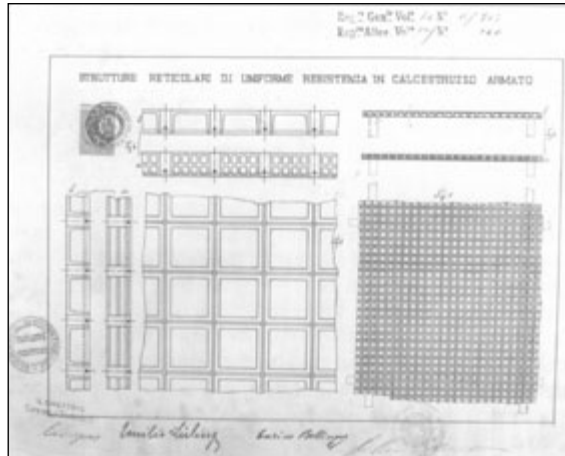


8.40

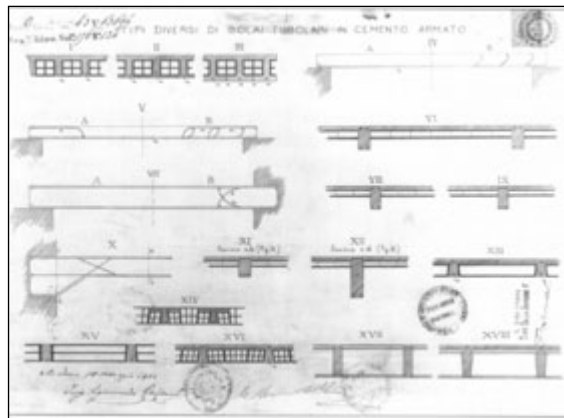
8.38 Tipologie di solai in putrelle e volte in mattoni e laterizio, denominate volterrane. Il graduale passaggio dall'impiego di laterizi pieni a quelli cavi conformati ad arco ribassato segue il principio della ottimizzazione della forma strutturale. / Floor made of H/I beam and hollow blocks in brick and clay. The gradual move from the use of full to empty bricks more suitable for use with camber arches, reflects the principles of optimization of structural form.

8.39 P. B. Wight, esempi di solai ferro-laterizio impiegati nell'area nord orientale degli Stati Uniti (The Brickbuilder, VI, 1897). / P. B. Wight, examples of iron-brick floors used in north-western parts of The United States (The Brickbuilder, VI, 1897).

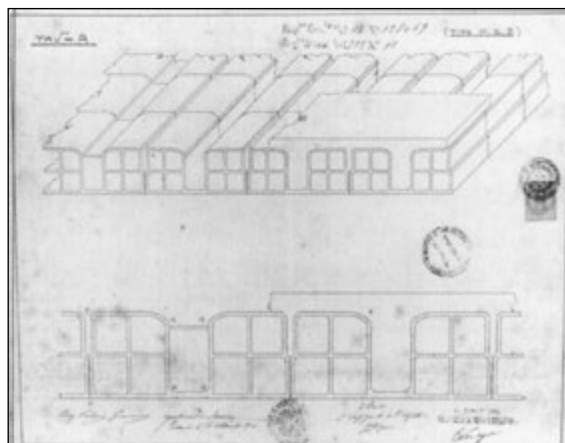
8.40 Esempificazione del processo di ottimizzazione di un orizzontamento piano dalla condizione di soletta piena, a quella nervata, fino a quella costituita da una composizione di sezioni a T intervallate da laterizi cavi. / Exemplification of the process of optimization for a flat ceiling with construction moving from the use of solid to the use of ribbed slabs and then a composition of T sections alternated with hollow bricks.



8.41



8.42

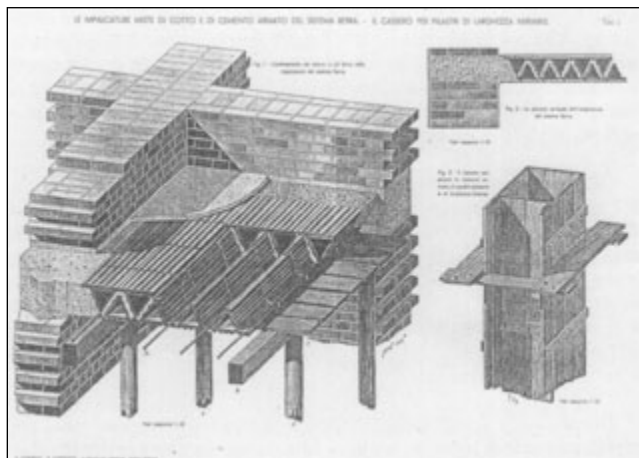


8.43

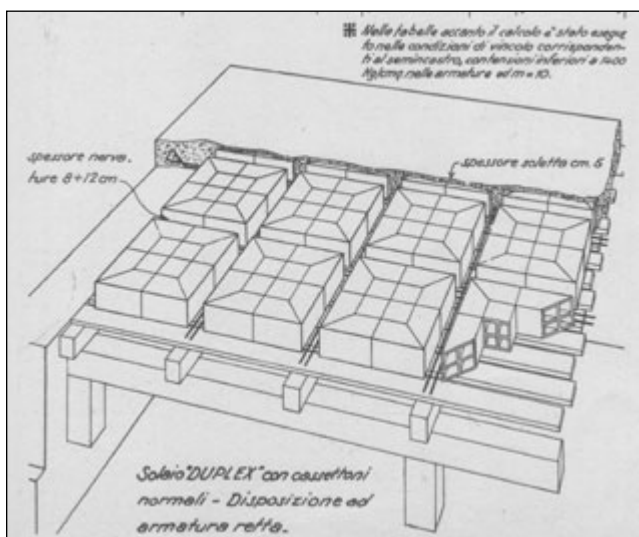
8.41 Brevetto E. Liling, E. Böllinger, Strutture reticolari ad uniforme resistenza in cemento armato, Milano 1902. / *E. Liling and E. Böllinger's patent, Reinforced concrete reticular structures of uniform resistance, Milan, 1902.*

8.42. Brevetto S. Ghilardi, Solai tubolari in cemento armato di costituzione mista, Milano, 1902. / *S. Ghilardi's patent, Tubular flooring made of mixed constitution reinforced concrete, Milan, 1902.*

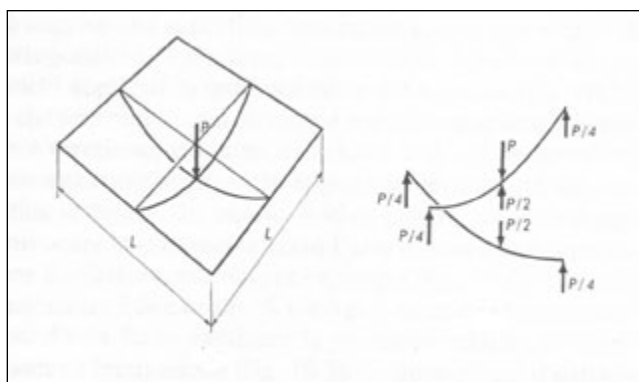
8.43 Brevetto G. Salerni, A.P. Miozzo, Sistema di costruzione di solai economici in cemento armato e volterranee in cotto, Venezia, Padova, 1912. / *G. Salerni and A.P. Miozzo's patent, Economical flooring in reinforced concrete and empty terracotta bricks, Venice, Padova, 1912.*



8.44



8.45



8.46

8.44 Il Solaio Berra (C. Formenti, R. Cortelletti, *La pratica del fabbricare*, 1933). / *The Berra Floor* (C. Formenti, R. Cortelletti, *La Pratica del fabbricare*, 1933).

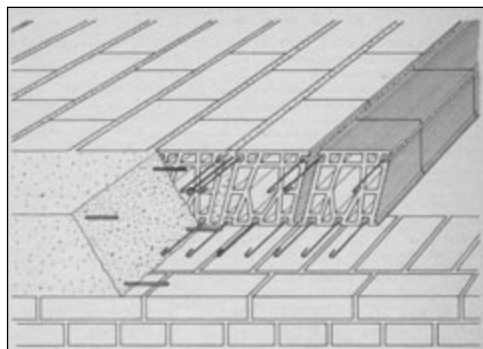
8.45 / 8.46 Solaio Danusso (Duplex). Esempificazione del funzionamento a graticcio del solaio a nervature incrociate con riduzione della freccia di inflessione in mezzera. / *The Danusso Floor (Duplex). The latticework functioning of a ribbed floor with reduced central deflection.*



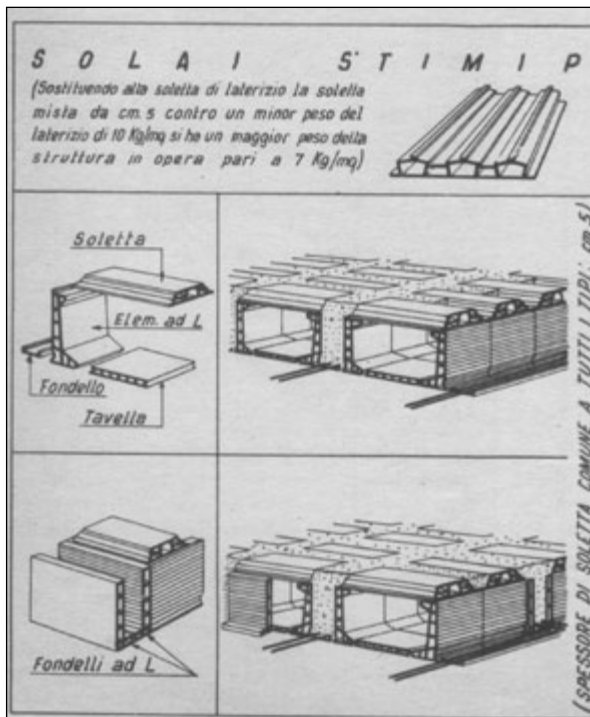
8.47



8.48



8.49

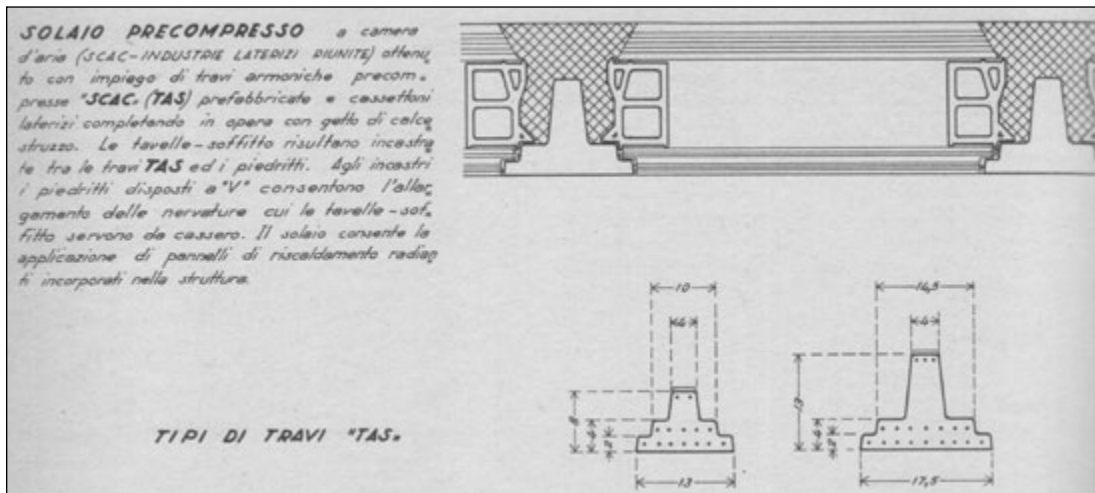


8.50

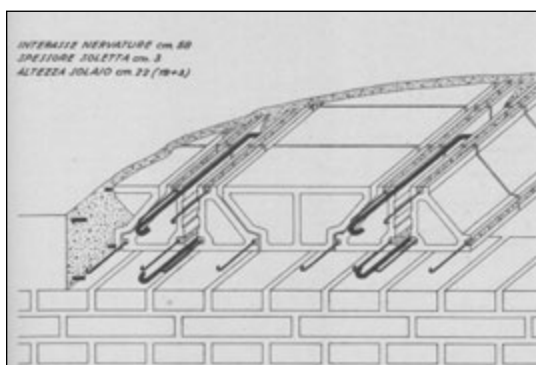
8.47 / 8.48 G. Terragni, Casa del Fascio di Como (1933). Posa in opera del solaio Duplex. / G. Terragni, Casa del Fascio, Como, (1933). Laying of a Duplex floor.

8.49 Solaio SAP (Solaio ad Alta Resistenza con nervature in laterizio armato). / SAP Floor (High Resistant Floor with reinforced brick ribbing).

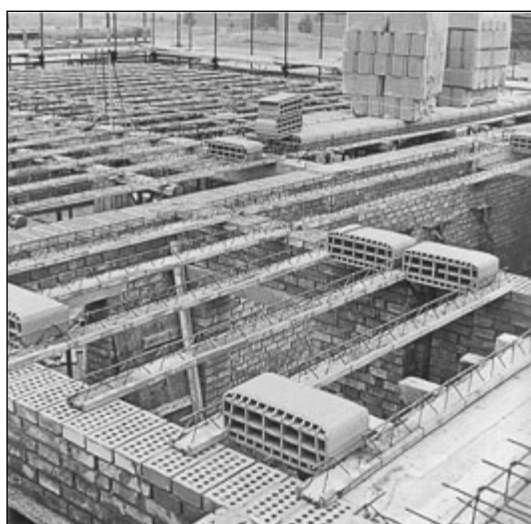
8.50 Solaio STIMIP (con soletta mista laterizio-calcestruzzo da 5 cm). / STIMIP Floor (with mixed 5 cm brick-concrete slabs).



8.51



8.52

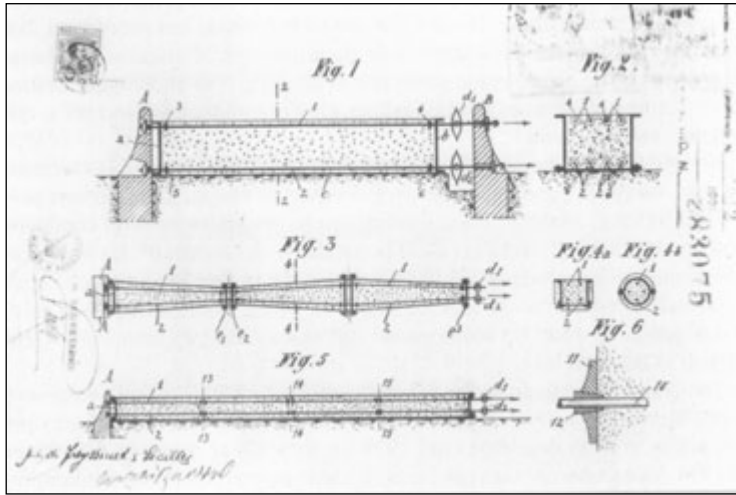


8.53

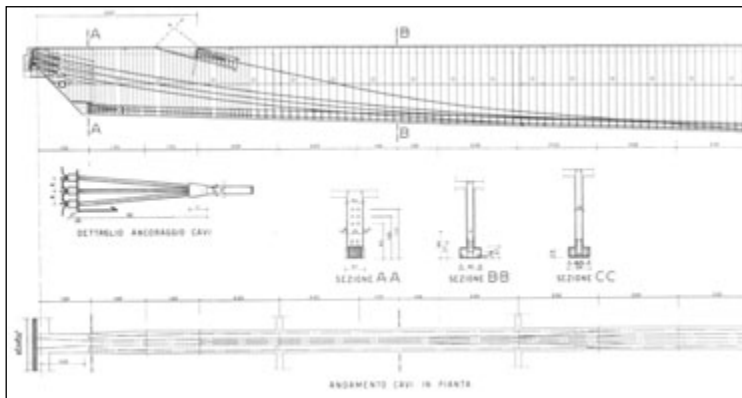
8.51 Solaio SCAC (solaio con travetti in c.a.p. TAS, pignatte cave, tavelloni e completamento in opera). / SCAC Floor (Floor with c.a.p. TAS, hollow blocks, large hollow blocks and finishing in situ).

8.52 Solaio IMER (solaio con pignatte triangolari armate e soletta gettata in opera da 3 cm). / IMER Floor (Floor with triangular reinforced hollow blocks and 3 cm slabs cast in situ).

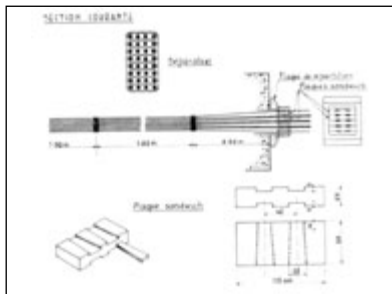
8.53 Solaio tipo OMNIA BAUSTA (travetti a traliccio metallico prefabbricati e soletta gettata in opera). / OMNIA BAUSTA floor (prefabricated joists with metal lattices and slabs cast in situ).



8.54



8.55



8.56



8.57

8.54 Brevetto per la precompressione di una struttura in calcestruzzo cementizio armato di E. Freyssinet, (Francia, 1928). / *E. Freyssinet's patent for pre-stressing of a reinforced concrete structure (France, 1928).*

8.55 Esempio di armatura di una trave precompressa di grande luce a cavi scorrevoli post-tesi con evidenziato il sistema di ancoraggio dei cavi. / *Example of reinforcement of a large span pre-stressed beam with post-stressed sliding cables showing the system for cable anchorage.*

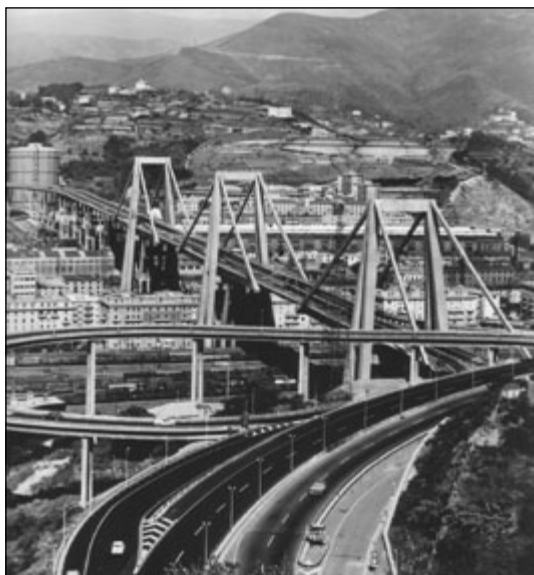
8.56 / 8.57 Brevetto Magnel-Blaton (1953). I fili di acciaio sono raggruppati in cavi nei quali sono suddivisi per mezzo di griglie. Il numero dei fili in un cavo era variabile a secondo della tensione indotta. I fili sono ancorati per mezzo di placche sandwich, che possono contenere ciascuna otto fili fissati due a due. / *The Magnel-Blaton patent (1953). The steel wires are grouped together in cables divided by grates. The number of wires in a cable varies according to the value of the induced tension. The wires are anchored via sandwich plates, each of which can contain eight wires, fixed together in twos.*



8.58



8.59



8.60



8.61



8.62

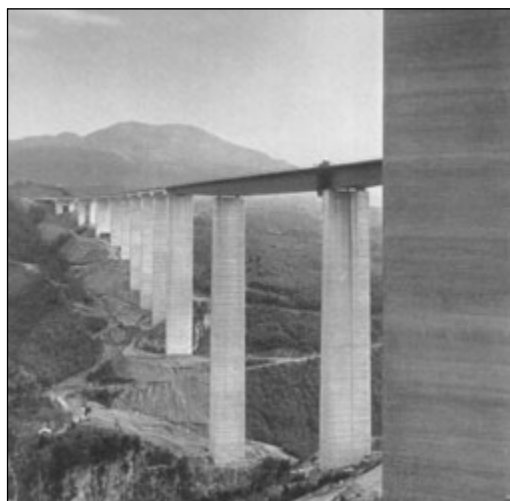
8.58 G. Magnel, Ponte Sclayn, 1953. Il primo ponte continuo costruito in cemento armato precompresso assunto come emblematico esempio delle teorie di calcolo elaborate da Magnel già dal 1947. Si tratta di un ponte il cui pilastro centrale e i due contraforti erano preesistenti. / *G. Magnel, The Sclayn Bridge, 1953. The first continuous bridge made of pre-compressed reinforced cement. The bridge is seen as the emblematic representation of Magnel's calculations which were formulated as early as 1947. The central pillar and the two buttresses pre-existed the main structure.*

8.59 R. Morandi, Ponte sul Tevere (1963-67). / *R. Morandi, The Tevere Bridge (1963-67).*

8.60 / 8.61 / 8.62 R. Morandi, Ponte Polcevera a Genova (1960-67). La pila di appoggio formata da due elementi: quello ad H con la parte di trave inglobata e l'antenna ad A. / *R. Morandi, Polcevera bridge at Genova (1960-67). One of the support piers of a balanced system constituted of two elements: the H-shaped element with the incorporated beam part, and the A-shaped antenna.*



8.63



8.64

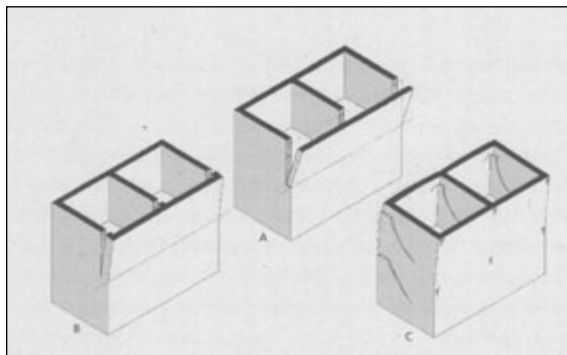


8.65

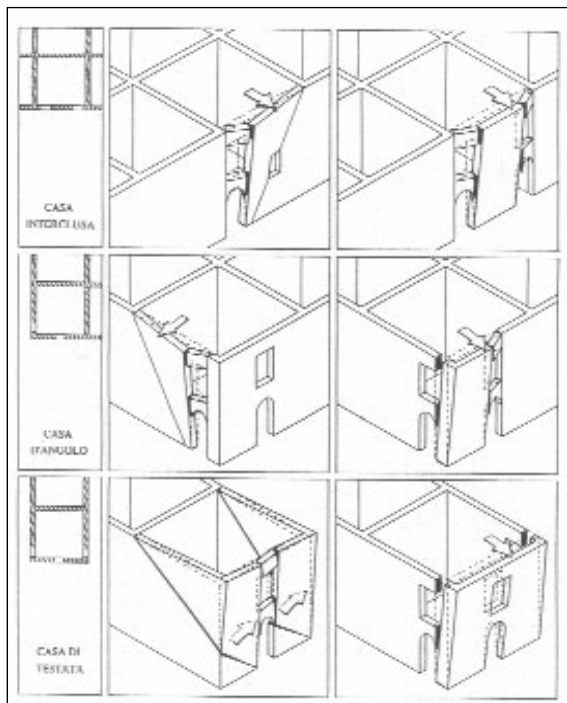
8.63 R. Morandi, Ponte Polcevera a Genova (1960-67). L'attacco dei cavi dei tiranti al traverso della campata. Ogni singolo tirante è costituito da 352 trefoli ai quali vanno aggiunti altri 112 trefoli uguali e paralleli ai precedenti impiegati per la precompressione della guaina di calcestruzzo. / R. Morandi, *Polcevera bridge at Genova (1960-67)*. Attachment of the cables of the tie-rods to the span crossbeam. Each individual tie-rod is composed of 352 strands, to which 112 more strands are added, equal and parallel, but utilized for the prestressing of the reinforced concrete sheath.

8.64 / 8.65 Ponti Lao (C. Cestelli Guidi, R. Morandi, 1964-70) e Sfalassà (S. Zorzi, 1968-72), Autostrada Salerno-Reggio Calabria. / *The Lao Bridge (C. Cestelli Guidi - R. Morandi, 1964-70) and The Sfalassà Bridge (S. Zorzi, 1968-72)*. The Salerno-Reggio Calabria Motorway.

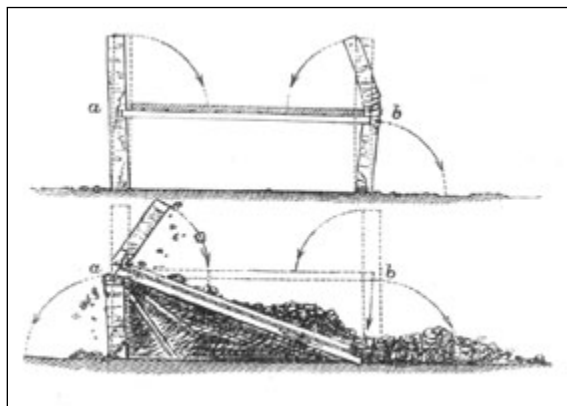
9.1



9.2

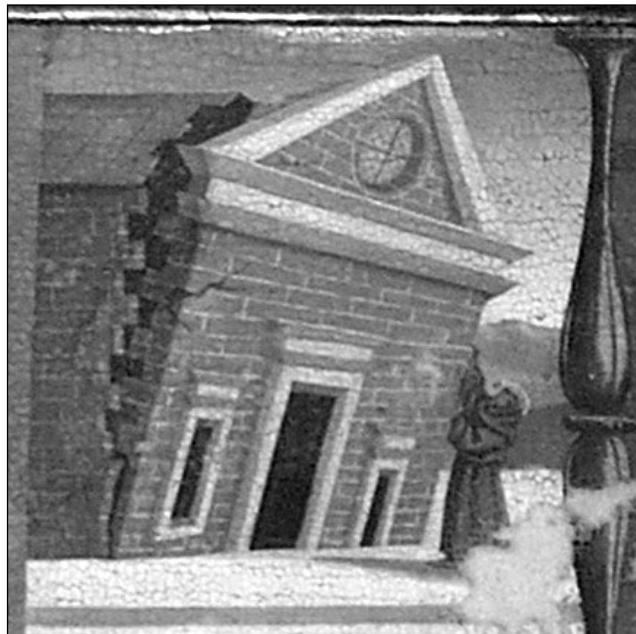


9.3



9.1 / 9.2 Raffigurazione schematica del primo e secondo modo di danno ed abaco redatto per il caso di Ortigia riferito a tre situazioni esemplari: casa d'angolo, casa di testata, casa interclusa. Una conoscenza della storia sismica, ovvero degli effetti prodotti dal sisma, indica i possibili e più probabili meccanismi di danno che si possono innescare. / Schematic representation of first and second level damage and the abacus formulated for three scenarios in the Ortigia case: a corner house, a direct facing house and a terraced house. Knowledge of the history of seismic activity and its consequences allows for the prediction of possible and most probable effects.

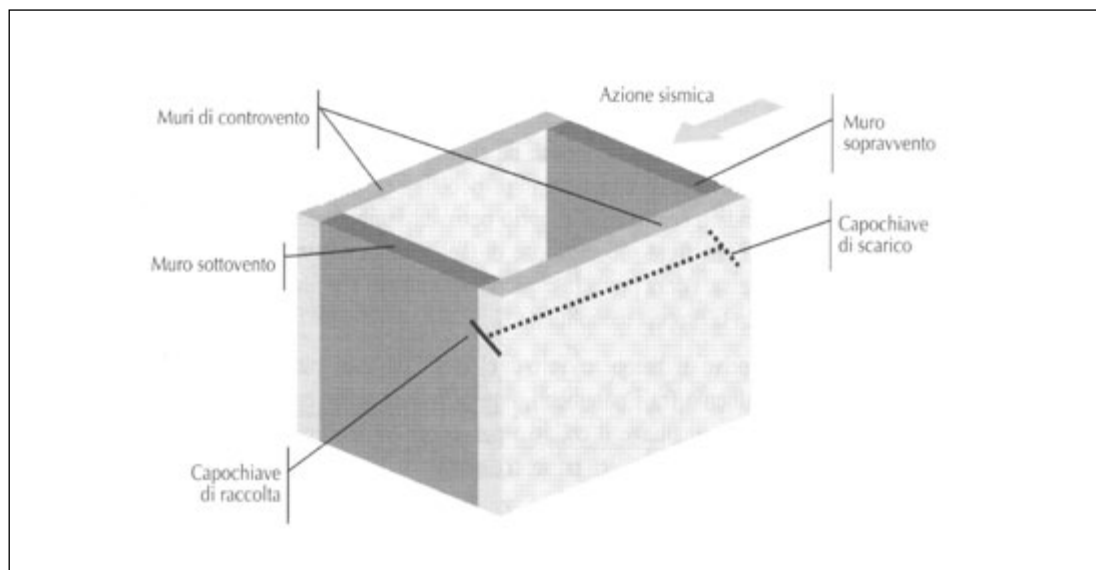
9.3 R. Mallet, *The Great Neapolitan earthquake of 1857. The first principles of observational seismology*, London, 1862. Raffigurazione del principale meccanismo di dissesto strutturale innescato da una azione orizzontale su una struttura muraria priva di connessioni trave-muro. / R. Mallet, *The Great Neapolitan earthquake of 1857. The first principles of observational seismology*, London, 1862. Depiction of the principle mechanisms of structural damage caused by horizontal force in a masonry structure lacking in beam-wall connections.



9.4



9.5



9.6

9.4 Luca Signorelli, Pala di Panciano. Il dipinto fissa un tipico meccanismo di collasso di una facciata per ribaltamento. / Luca Signorelli, Pala di Panciano. Depiction of a typical mechanism of collapse of a façade due to overturning.

9.5 Irpinia, 1981. Lesioni di distacco della facciata per assenza di connessioni angolari muro-muro. / Irpinia, 1981. Detachment cracks in a façade due to lack of wall to wall corner connections.

9.6 Terminologia degli elementi componenti la cellula muraria soggetta ad una azione sismica. / The component elements of a masonry module subjected to seismic force.



9.7 / 9.8 Fasi di esecuzione dei carotaggi con trapano a rotazione ad acqua per l'inserimento delle catene interne alle murature di controvento. / *Execution stages for coring with rotating water drills used for the insertion of internal tie beams inside the wind-resistant masonry.*

9.9 / 9.10 Esempi di catene esterne. / *Examples of external tie beams.*

9.11 Particolare del dispositivo di tiraggio (manicotto) di una catena impiegata per il consolidamento strutturale di un arco. / *Details of tie beam coupling used for structural consolidation of an arch.*



9.12



9.13



9.14



9.15



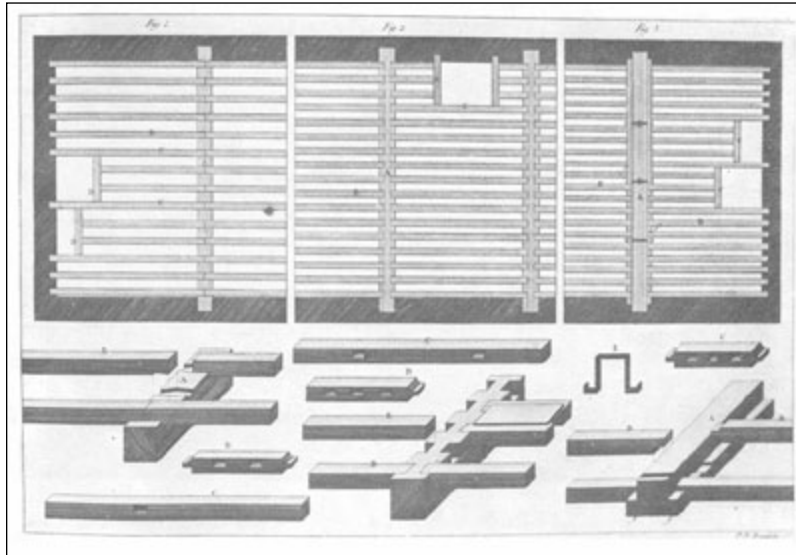
9.16



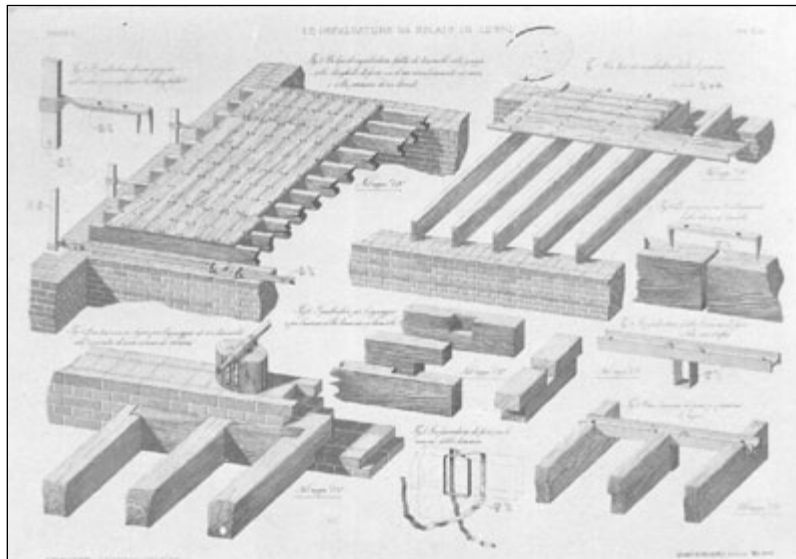
9.17

9.12 / 9.13 / 9.14 / 9.15 Esempi di sistemi di ancoraggio dei tiranti sul piano esterno della muratura. / *Examples of the anchorage systems for tie beams on the external masonry surface.*

9.16 / 9.17 Esempi di interventi di risanamento delle murature con la tecnica della sostituzione per parti (tipo scuci e cucì). La nuova porzione viene ammassata alla struttura esistente mediante una corretta legatura dei conci. / *Examples of masonry remediation operations through section substitution (scuci and cucì). The new section is secured to the existing structure with ashlars.*



9.18



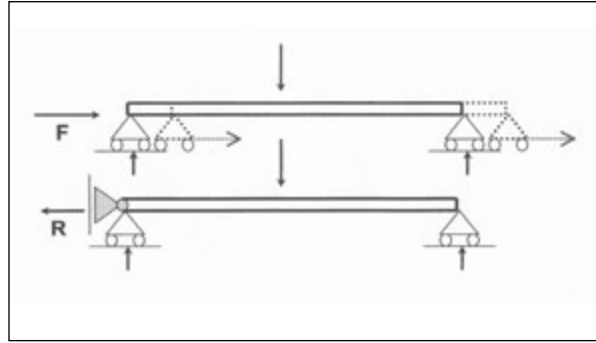
9.19

9.18 G.B. Rondelet, *Traité théorique et pratique de l'art de bâtir*, Parigi 1802-1812. Disegno raffigurante alcune modalità di connessione fra l'orditura primaria e secondaria di un solaio ligneo. Le staffe ad U consentono di migliorare il grado di vincolo e conseguentemente di ridurre l'effetto del momento flettente in mezzeria. / G.B. Rondelet, *Traité théorique et pratique de l'art de bâtir*, Paris, 1802-1812. Design showing connection methods between primary and secondary frames in a wooden floor. The U bolts improve constraint and lead to a reduction in the impact of central bending moments.

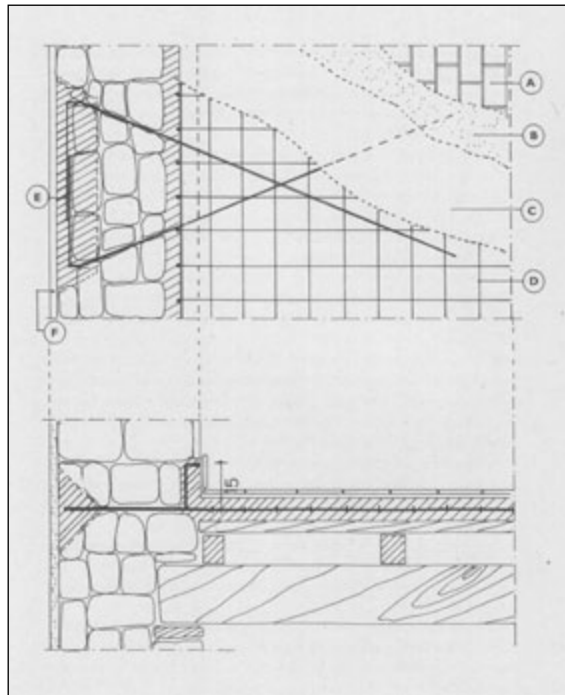
9.19 C. Formenti, *La pratica del fabbricare*, 1909. Tavola descrittiva dei sistemi di connessione trave-muro. Il vincolo di semplice appoggio viene modificato con l'aggiunta di un capochiave provvisto di bulzone inchiodato alla testata della trave, che consente di evitare lo sfilamento della trave dalla sede muraria per effetto di una azione orizzontale e al contempo di fungere da tirante per evitare il ribaltamento della parete stessa, in combinazione con le catene alloggiato all'interno delle murature di controvento. La rigidità dell'impalcato e l'incremento delle connessioni fra le travi viene garantito mediante un diffuso sistema di chiodature e tramite "grappe" metalliche fissate a cavallo delle sezioni terminali delle travi. / C. Formenti, *La pratica del fabbricare*, 1909. Descriptive table of beam-wall connections. The basic support constraints are modified through the addition of a capochiave with bulzone nailed to the head of the beam, that prevents unthreading from the masonry pocket when the structure is subjected to horizontal force. The capochiave also acts as a constraint to tipping, along with the tie beams lodged inside the braced masonry. The framework's strength and an increase in beam connections is achieved by extensive network of nailing and through the use of metal "clamps" fixed in a horseshoe shape on the end sections of the beams.



9.20



9.21



9.22

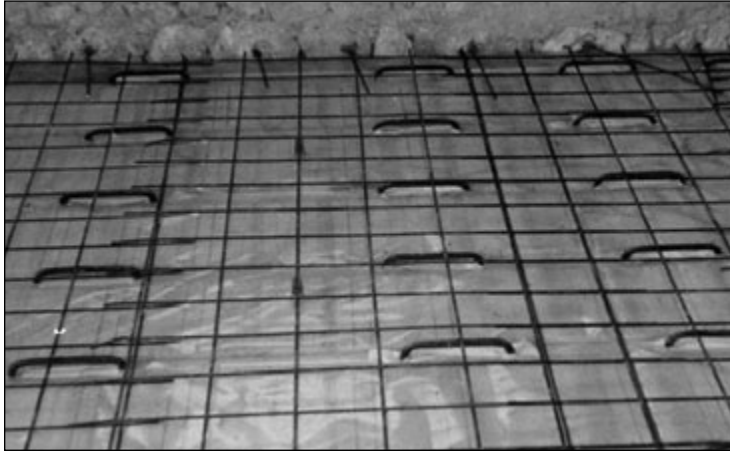


9.23

9.20 Solaio in struttura lignea icon assito di tavole. / *Wooden floor with planks.*

9.21 Schema esemplificativo del principio elementare su cui si fonda un approccio inteso a garantire il miglioramento strutturale mediante l'incremento del grado di vincolo, da semplice appoggio a cerniera. / *The elementary principles for a method of improvement in structural performance through an increase in the degree of constraint (from support to hinge).*

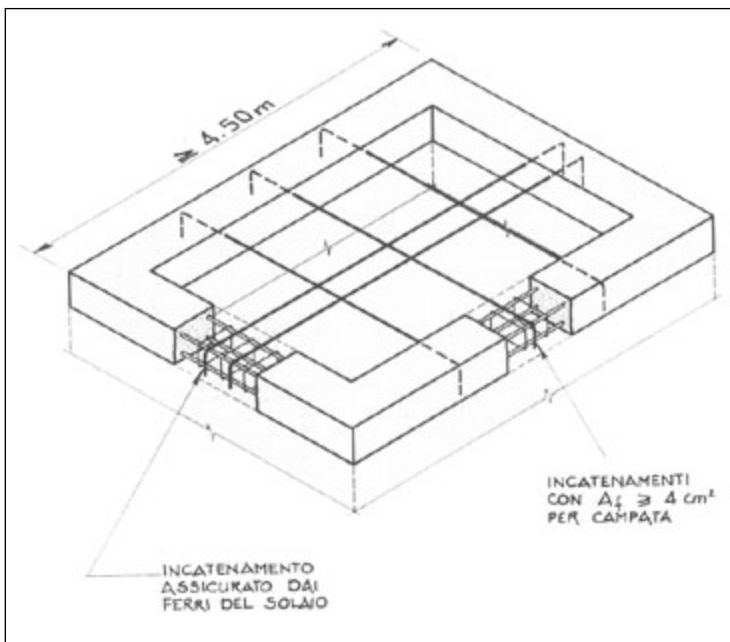
9.22 / 9.23 Irrigidimento del solaio mediante l'impiego di cappa armata e ancoraggi perimetrali a coda di rondine. La soletta armata deve essere inserita e risvoltata in verticale sulla parete per circa 15 cm al fine di garantire il trasferimento delle azioni di piano sulla muratura perimetrale. / *Strengthening of a floor through the use of reinforced coping stones and external dovetailed anchors. The reinforced floor is inserted and then vertically turned onto the wall for approximately 15 cm to guarantee transference of force from the surface onto the external wall.*



9.24



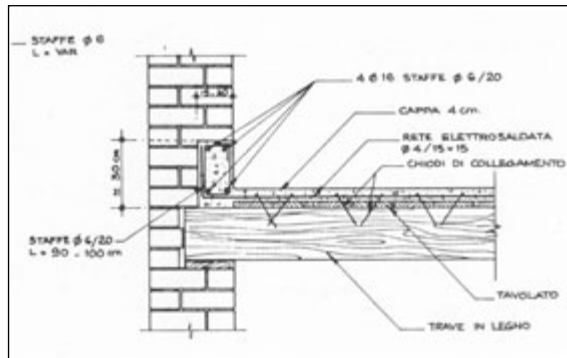
9.25



9.26

9.24 / 9.25 Dispositivi di connessione della soletta alla struttura del solaio. I connettori in acciaio consentono di incrementare la rigidità dell'impalcato soprattutto per le azioni di taglio che si esplicano per scorrimento relativo fra i due strati dell'impalcato e della soletta. / Devices for the connection of a slab to the floor framework. The steel connectors increase the overall strength of the framework particularly in the case of shearing force resulting from slippage between the two framework strata and the flooring.

9.26 Disegno schematico della conformazione di un cordolo finalizzato ad assicurare un comportamento scatolare della cellula muraria. / Schematic design of the structure of a spandrel beam designed to maintain the rigidity of a masonry section.



9.27



9.28



9.29



9.30



9.31

9.27 / 9.28 / 9.29 / 9.30 / 9.31 Inserimento di cordoli in c.a. in interventi di recupero. La dimensione del cordolo deve garantire la continuità verticale della muratura perimetrale e pertanto la dimensione non deve superare circa 1/3 della sezione (mediamente 15-18 cm). / *The insertion of reinforced cement spandrel beams during reconstruction. The spandrel beams are large enough to guarantee vertical continuity of the external wall but are not larger than 1/3 of the section (on average 15-18 cm).*



9.32



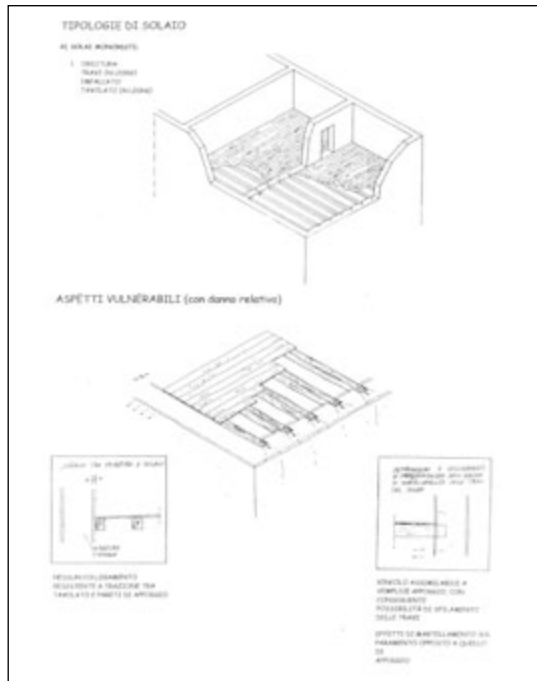
9.33



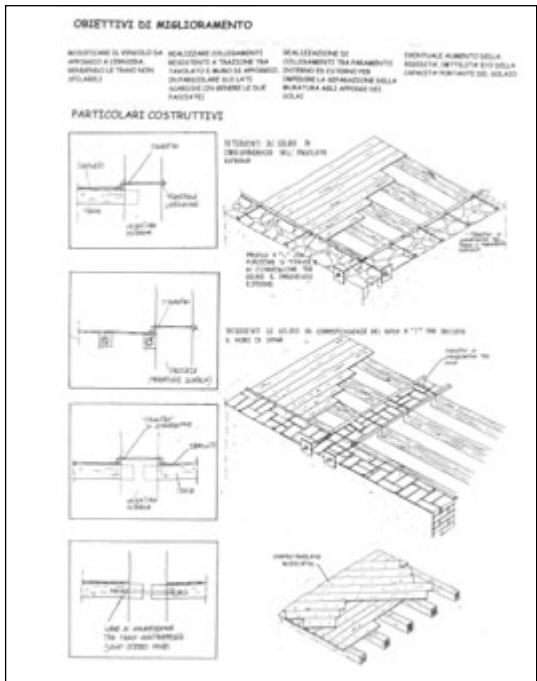
9.34

9.32 Connessione trave-muro mediante l'impiego di putrelle in acciaio. I due fazzoletti laterali consentono di vincolare la trave con un perno evitando l'eventuale sfilamento. I due tasselli di legno permettono il serraggio garantendo la aerazione della testata.
 / Beam wall connections with steel H/I beams. The two lateral gussets allow for pin constraint thus avoiding possible unravelling. The two wooden plugs tighten the structure, guaranteeing head aeration.

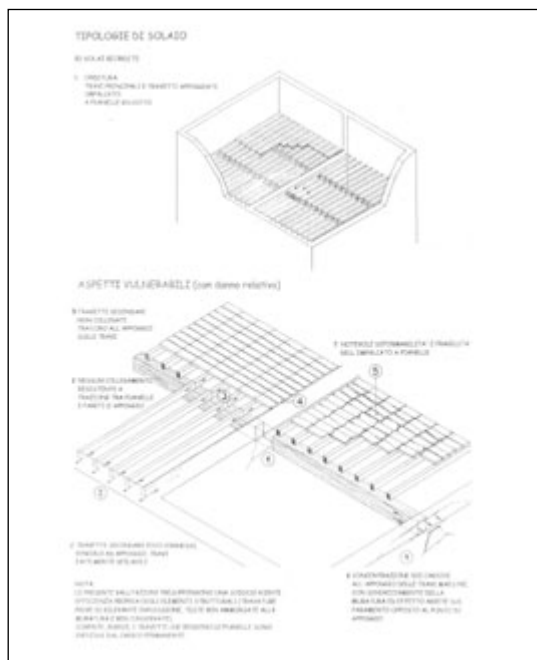
9.33 / 9.34 Connessioni trave-muro mediante cuffie metalliche aperte. La testata della trave viene tagliata per l'inserimento del piatto metallico connesso alla trave mediante un perno passante.
 / Beam wall connections with open metallic caps. The head of the beam is cut open to insert a flat metal bar connected to the beam with a through-bolt.



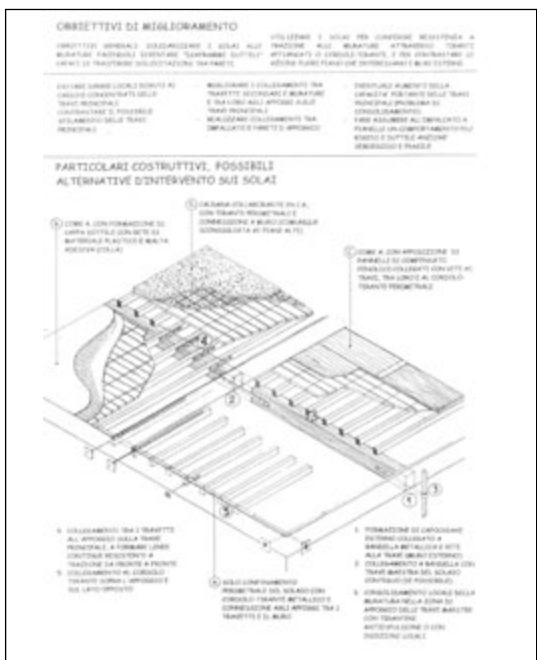
9.35



9.36

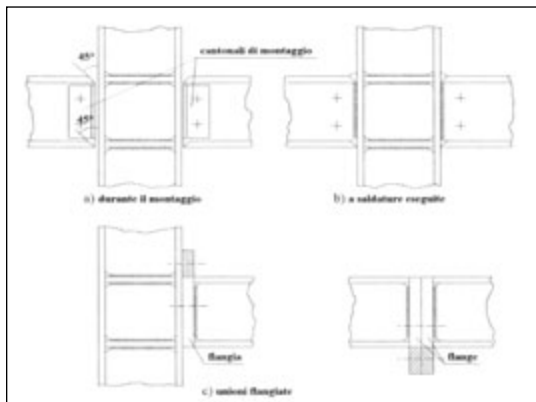


9.37



9.38

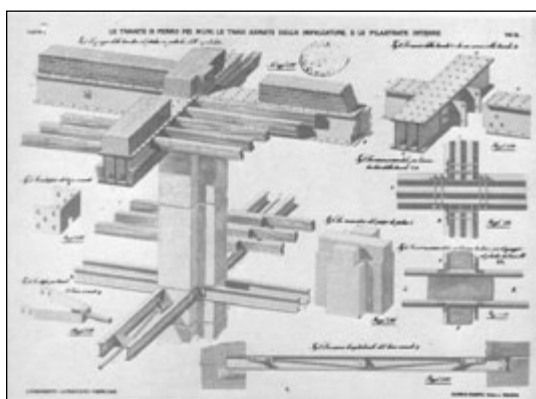
9.35 / 9.36 / 9.37 / 9.38 Criteri di intervento per miglioramento sismico dei solai lignei secondo le tipologia ad ordito ed impalcato in legno ed in pianellato (disegni tratti dal Codice di Pratica – Per la progettazione degli interventi di riparazione, miglioramento sismico e restauro dei beni architettonici danneggiati dal terremoto umbro-marchigiano del 1997, a cura di F. Doglioni, IUAV, B.U.R. Regione Marche, N° 15 del 29/09/2000). / Intervention criteria for seismic improvement in a wooden floor with the use of frames and beams in wood and tiles (pictures from Codes of Practice, The Design of reparatory interventions, seismic improvements and the restoration of architectural works damaged by the Umbrian – Le Marche earthquake of 1997, edited by Prof. F. Doglioni, IUAV, B.U.R., Marche Region N° 15, 29/9/2000).



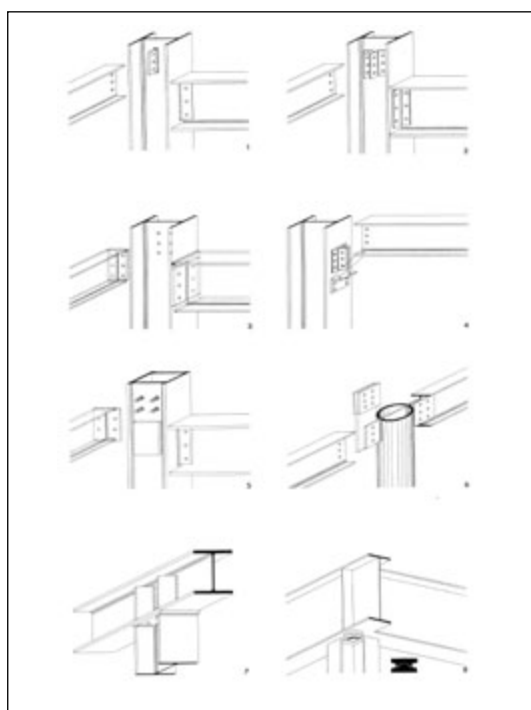
9.39



9.40



9.41



9.42



9.43

9.39 / 9.40 Connessioni saldate trave-trave in acciaio. La saldatura in opera è spesso necessaria nei casi di impiego di solai in acciaio negli interventi di recupero a causa dell'irregolarità della geometria dell'impianto esistente. / Soldered steel beam-beam connections. Soldering is often necessary with steel flooring recuperations due to geometrical irregularities in the existing structure.

9.41 C. Formenti, *La pratica del fabbricare*, 1909. Sistema misto acciaio-legno-muratura, con connessioni trave-pilastro eseguite mediante squadrette preforate e perni passanti. / C. Formenti, *La pratica del fabbricare*, 1909. Mixed system of steel-wood masonry, with beam-pillar connections of pre-perforated brackets and through-bolts.

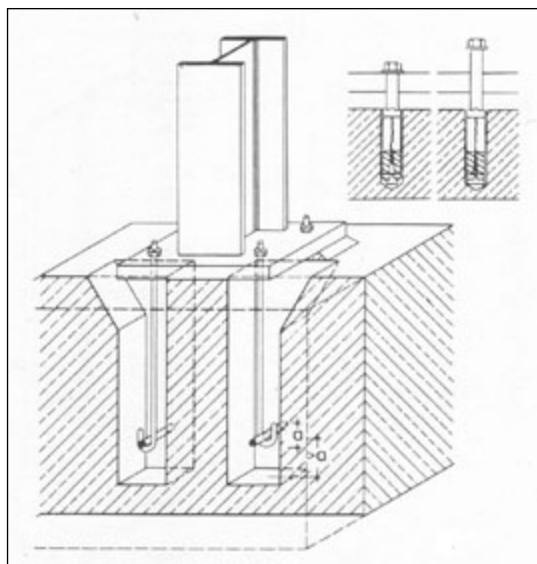
9.42 / 9.43 Connessioni pilastro-trave in acciaio con bulloni inox. / Steel pillar-beam connections with stainless steel bolts.



9.44



9.45



9.46



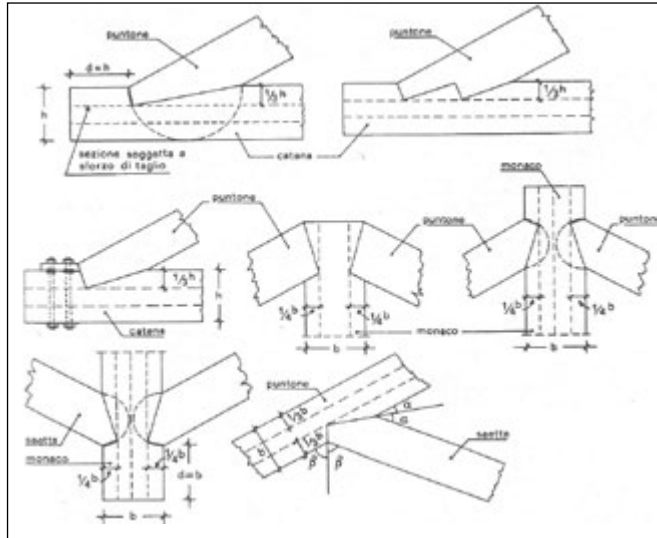
9.47



9.48

9.44 / 9.45 Intervento di recupero con solaio in acciaio ad ordito ed impalcato in lamiera grecata su cui eseguire il getto della soletta armata.
/ *Recuperation with a steel floor using folded metal sheets for frames and beams, over which the reinforced flooring is cast.*

9.46 / 9.47 / 9.48 Ancoraggio di un pilastro in acciaio ad un plinto di fondazione in calcestruzzo cementizio armato. I tirafondi sono saldati alla contropiastra in acciaio per assicurare la corrispondenza tra i fori delle due piastre. La verticalità del pilastro viene controllata con il sistema del dado-controdado alloggiato nello spazio fra le due piastre, poi riempito con un getto di malta espansiva.
/ *Fastening of a steel pillar to a reinforced concrete foundation plinth. The lag bolts are soldered in steel to the retainer plate to guarantee hole alignment in the two plates. The verticality of the pillar is maintained with the nuts-lock nuts lodged in the space between the two plates, which is then filled with expansive cast mortar.*



9.53



9.54

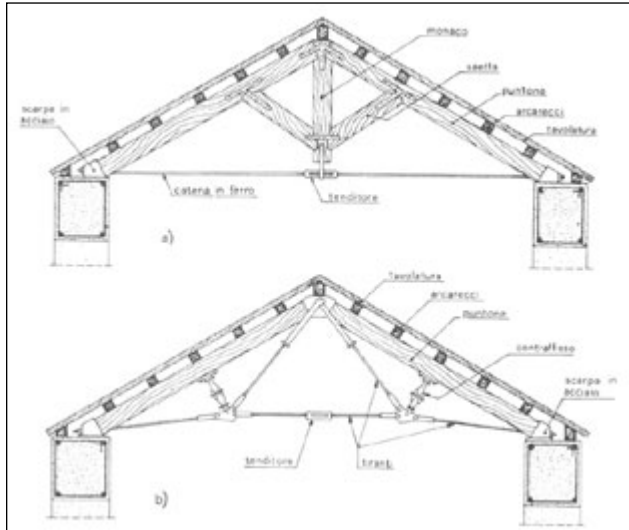


9.55

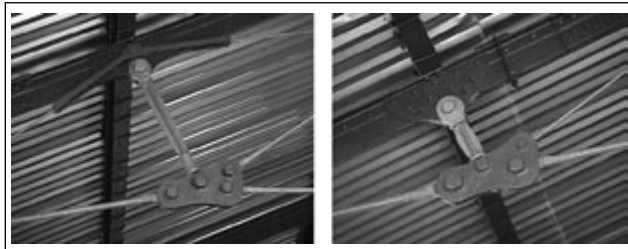


9.56

9.53 / 9.54 / 9.55 / 9.56 Nodi di connessione fra gli elementi componenti la capriata. La preservazione della testata viene garantita mediante l'inserimento di una cuffia metallica o di un elemento di separazione (dormiente). / *Connection joints between elements of a roof truss. The head is preserved through the insertion of a metal cap and a separation device (sleeper).*



9.57



9.58



9.59

9.57 / 9.58 Capriata miste ferro-legno e particolare dei nodi a tre vie di una capriata Polonceau in ferro. La forma tozza del contraffisso è determinata dall'esigenza di evitare l'inflessione dell'elemento per carico di punta. / *Mixed iron-wooden roof truss and details of three way nodes for a iron Polonceau truss. The strut has a squat shape to avoid inflexion in the section from end load.*

9.59 Miglioramento strutturale con inserimento di un cordolo murario armato. / *Reinforced spandrel beams lodged into masonry*



9.60



9.61

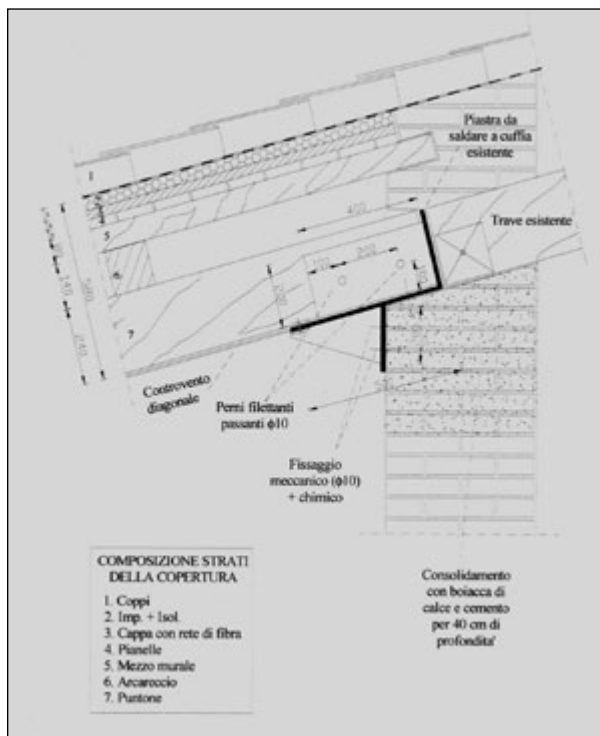


9.62

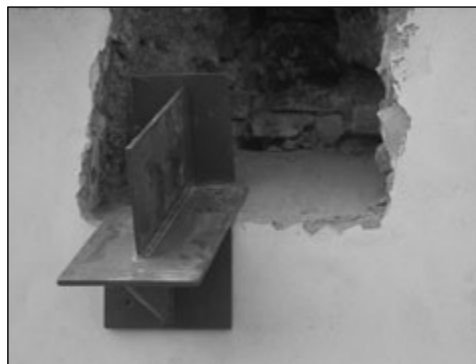


9.63

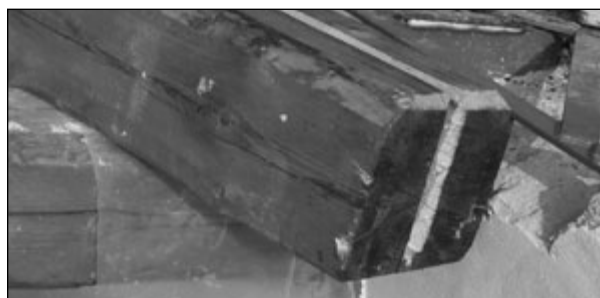
9.60 / 9.61 / 9.62 / 9.63 Fasi di messa in opera di un cordolo armato sommitale a cui vengono saldate le cuffie metalliche di alloggiamento delle testate della capriata. L'efficacia della connessione trave-muro è garantita dalla presenza del cordolo annegato nella muratura (per circa $1/3$ dello spessore), dalla saldatura delle cuffie ai ferri di armatura del cordolo, ed infine dal fissaggio della testata della trave alla cuffia metallica mediante perno passante. / *Installation phases of an upper reinforced spandrel beam onto which metal caps housing the truss heads are soldered. The beam-wall connection is guaranteed by spandrel beams lodged in the masonry (to a depth of $1/3$ of the total thickness), by soldering the caps to the reinforcement bars of the cordon and by fixing the head of the beam to the metal cap with through-bolts.*



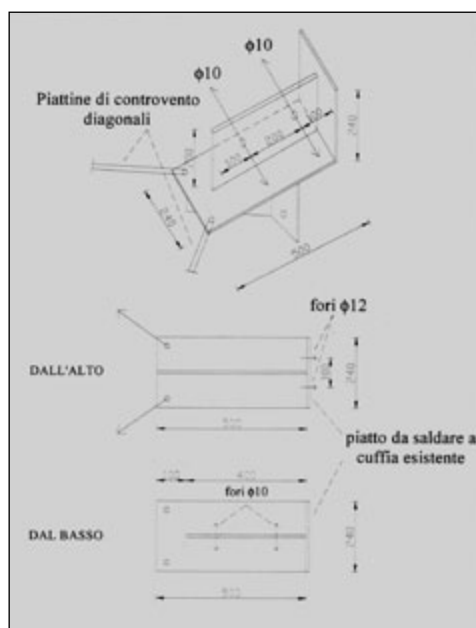
9.64 a



9.64 b



9.64 c



9.64 d

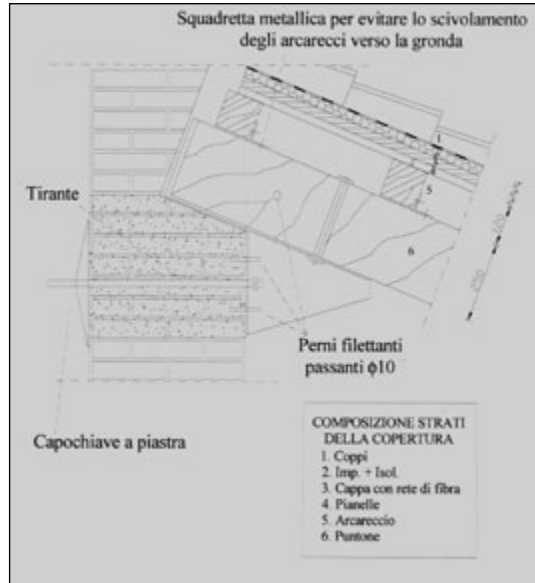


9.64 e

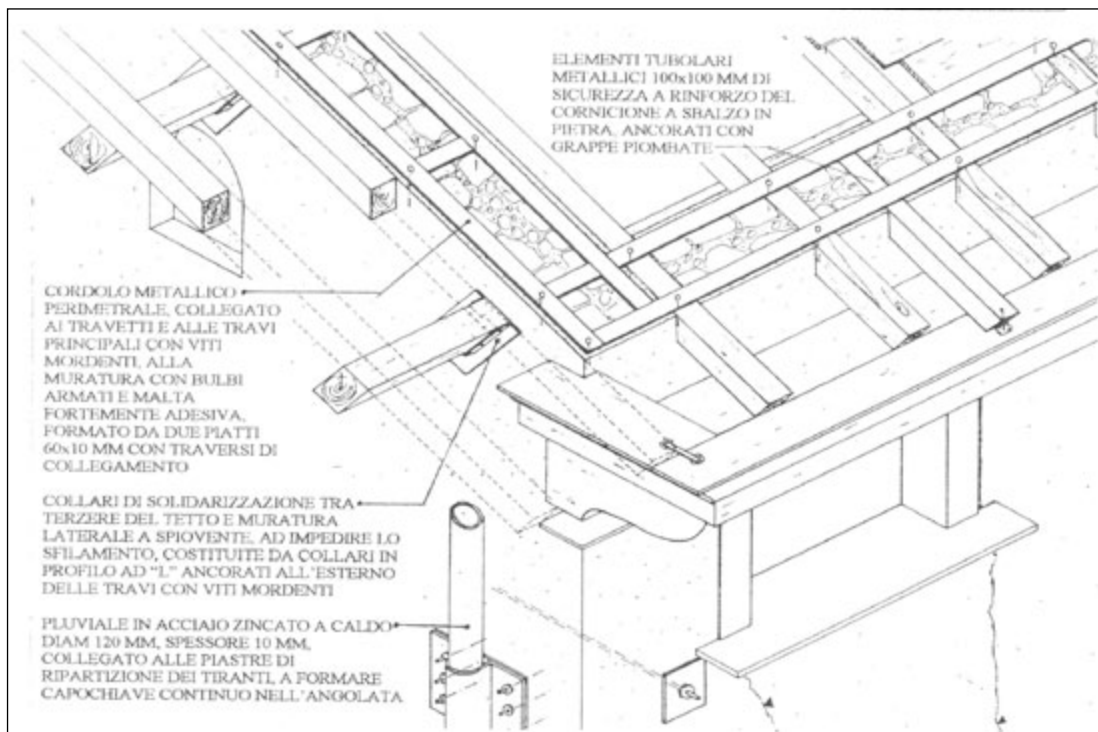
9.64 a, b, c, d, e Particolari dell'attacco di un puntone tramite una mensola metallica. La connessione è realizzata mediante l'impiego di un perno passante che consente di aumentare il grado di vincolo, trasformando il semplice appoggio in una cerniera. In termini generali ed intuitivi tale soluzione consente di appendere la trave riducendo (o annullando se si esclude il peso proprio) la componente orizzontale del carico in corrispondenza dell'appoggio inferiore. / *Details of the attachment of a strut with a metal console. The connection is made with a through-bolt that improves constraint, the strut being transformed from a device of simple support to that of a hinge. This solution allows for the hanging of the beam with a reduction in, or complete elimination of (excluding the weight of the structure), horizontal load near the lower support.*



9.65 a



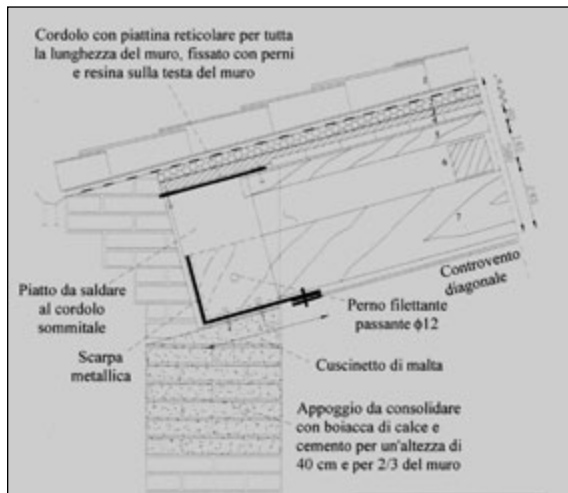
9.65 b



9.66

9.65 a, b Connessione puntone-muratura con scarpa metallica e capochiave. / *Connection wall-beam by use of metal cap.*

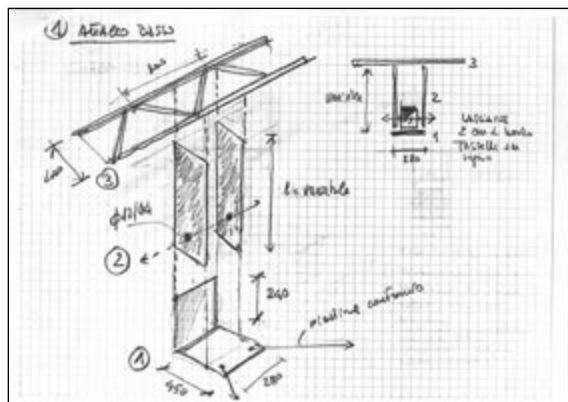
9.66 Rappresentazione schematica dell'impiego di cordoli metallici a traliccio negli interventi di miglioramento sismico delle coperture. / *Schematic representation of the use of metal trestlework spandrel beams in a roof for seismic protection.*



9.67



9.68



9.69



9.70



9.71

9.67 / 9.68 / 9.69 / 9.70 / 9.71 Convento di San Giovanni, Pesaro, 2005. Intervento di miglioramento sismico della copertura con l'impiego di un cordolo in traliccio metallico a cui sono saldate le cuffie metalliche di alloggiamento delle testate delle travi. / *The Convent of San Giovanni, Pesaro, 2005. Seismic protection of the roof with the use of a trestlework spandrel beam with soldered metallic caps that house the beam heads.*



9.72



9.73



9.74

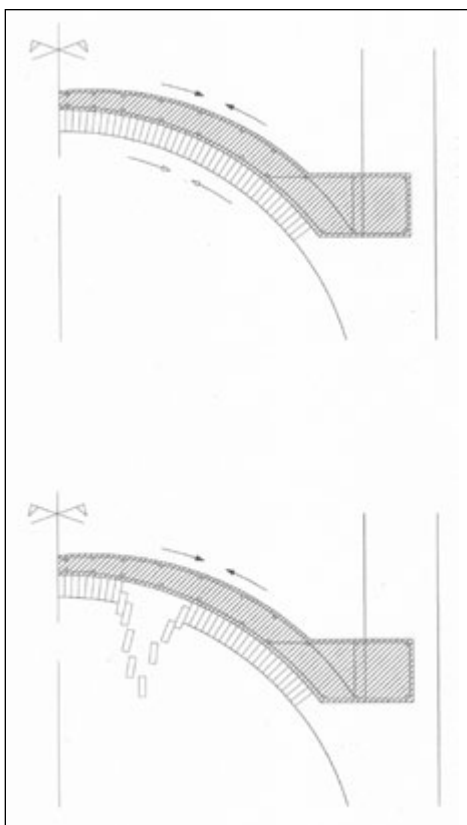
9.72 / 9.73 / 9.74 Convento di San Giovanni, Pesaro, 2005. Fasi di messa in opera della copertura. Le connessioni trave-trave sono garantite mediante l'impiego diffuso e puntuale di squadrette metalliche e tasselli di legno. Sopra il pianellato viene stesa una cappetta di malta alleggerita combinata con una rete di fibra di vetro che regolarizza il piano estradossale su cui disporre gli strati di tenuta ed isolamento. / *The Convent of San Giovanni, Pesaro, 2005. The construction phases of the roof. The beam-beam connections are strengthened through the widespread and precise use of metal brackets and wooden plugs. A layer of lightened mortar combined with a glass mesh is spread over the tiles to render uniform the extra dorsal surface upon which the sealing and insulation strata are laid.*



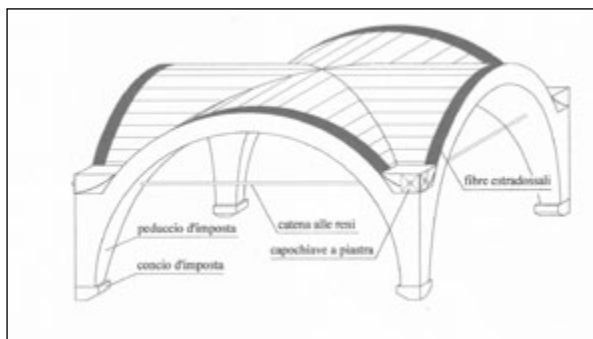
9.75



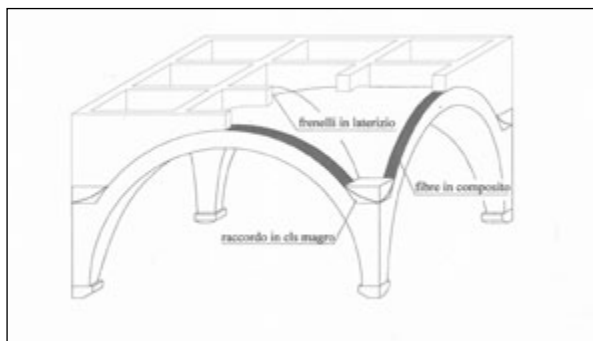
9.76



9.77



9.78

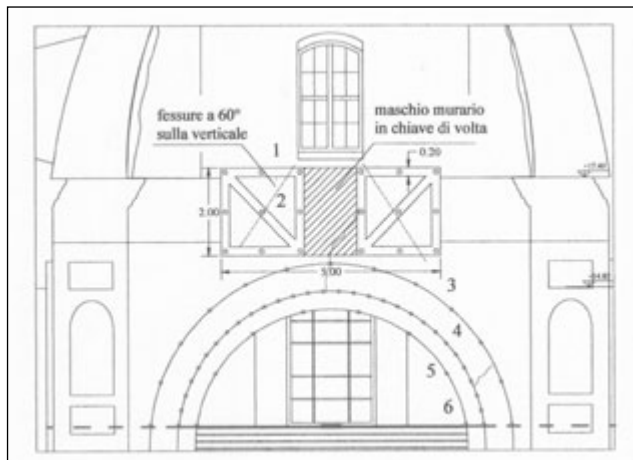


9.79

9.75 / 9.76 Controventi diagonali metallici di irrigidimento sul piano intradossale della copertura. / *Diagonal metallic wind-breakers used for strengthening on the internal surface of the roof.*

9.77 Schematizzazione del meccanismo di rilassamento di un arco a conci per effetto della cappia estradossale. / *Schematization of the mechanism of relaxation of an ashlar arch with a coping stone on the extradosal.*

9.78 / 9.79 Esempi di impiego di nastri e catene o di nastri e frenelli estradossali su volte a crociera. / *Examples of the use of ribbons and chains or ribbons and extradosal steering chains in cross vaults.*



9.80



9.81



9.82



9.83

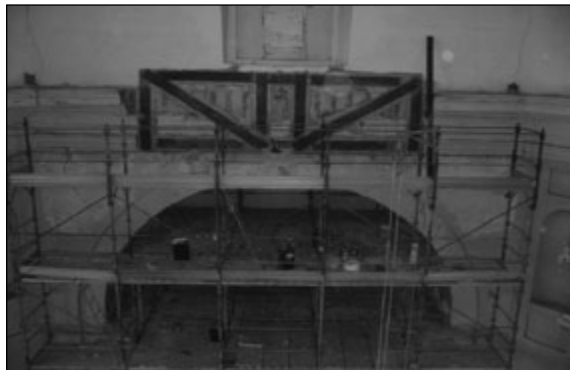


9.84



9.85

9.80 / 9.81 / 9.82 / 9.83 / 9.84 / 9.85 Intervento di bonifica di un'arco murario eseguito con nastri in fibra di vetro e catene. La griglia intradosale viene ancorata mediante una matrice in resina e connettori inseriti su fori predisposti per una profondità variabile 30-80 cm. La muratura sovrastante la volta viene bonificata con iniezioni di boiaccia di calce e con nastri in carbonio disposti secondo una trama a reticolo. 1) Nastri in fibra di carbonio larghezza = 20 cm, disposti in croce rispetto alla lesione, con 18 connettori $l = 80$ cm. 2) Iniezioni di consolidamento di boiaccia a base di calce per una superficie di 10 mq. 3) Nastri in fibra di vetro $L = 13,8$ m, con 13 connettori $l = 60$ cm. 4) Nastri in fibra di vetro a griglia $L = 11$ m, con 30 connettori $l = 30$ cm. 5) Nastri in fibra di vetro $L = 9,70$ m, con 8 connettori $l = 70$ cm. 6) Catene in Fe 510, da 32 mm. / Remediation in a masonry arch through the use of glass ribbons and tie beams. The intradosal grate is anchored through a resin matrix and connectors that are inserted over preset holes to a depth of around 50-60 cm. The masonry over the arch is repaired with lime injections, with carbon ribbons arranged in an reticular framework. 1) Carbon ribbons $l = 20$ cm, crossed over cracks, with 18 connectors $l = 80$ cm. 2) Lime injections extended on an area of 10 mq. 3) Glass ribbons $L = 13.8$ m, with 13 connectors $l = 60$ cm 4) Glass ribbons grate $L = 11$ m, with 30 connectors $l = 30$ cm 5) Glass ribbons $L = 9.70$ m, with 8 connectors $l = 70$ cm 6) Tie beams Fe 510 size 32 mm.



9.86



9.87



9.88



9.89



9.90



9.91

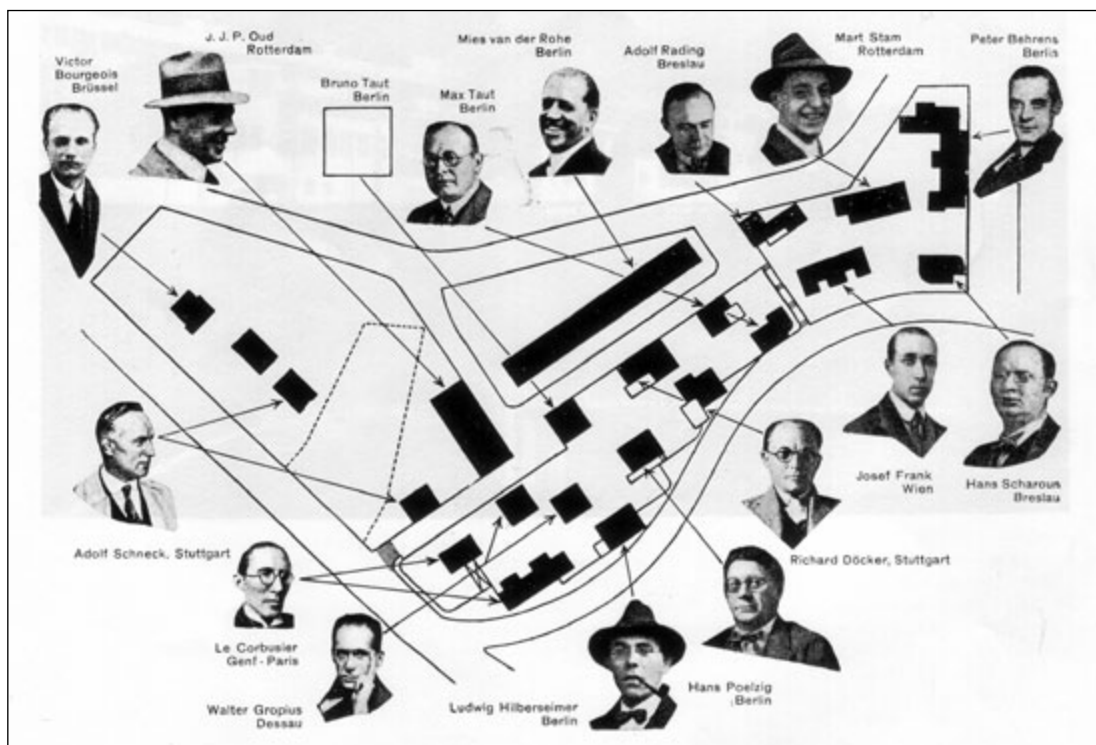


9.92

9.86 / 9.87 / 9.88 / 9.89 / 9.90 / 9.91 / 9.92 Immagini raffiguranti l'intervento di bonifica della muratura sovrastante la volta con iniezioni di boiaccia di calce e con nastri in carbonio disposti secondo una trama a reticolo. / *Pictures of the remediation in a masonry arch through the use of carbon ribbons arranged in a reticular framework and lime injections.*



10.1

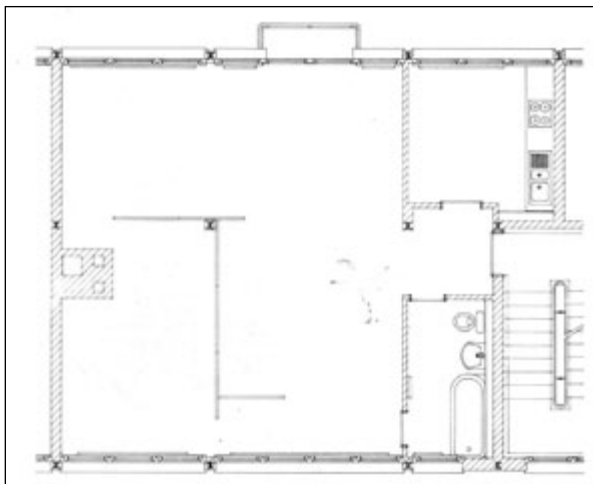


10.2

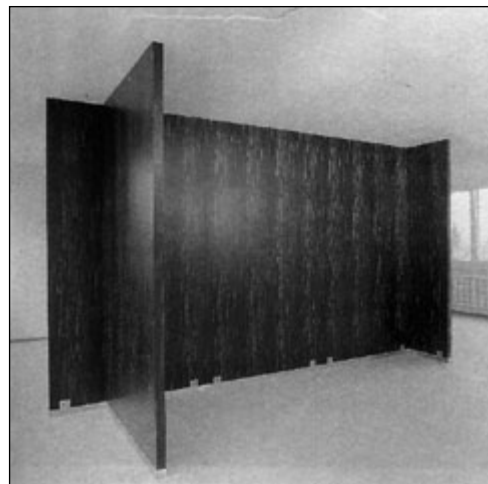
10.1 / 10.2 Weissenhof Siedlung, Stoccarda 1927. Immagine d'epoca e schema planimetrico con indicazione dei progettisti delle singole unità abitative. / *Weissenhof Siedlung, Stoccarda 1927. Picture of the time of the opening and schematic planimetry in which are indicated the designers of the houses.*



10.3



10.4

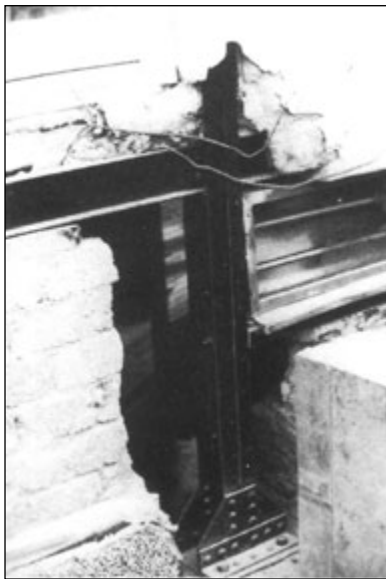


10.5

10.3 / 10.4 / 10.5 Weissenhof Siedlung Stoccarda 1927. Edificio in linea progettato da Mies van der Rohe. Il sistema costruttivo è in scheletro in acciaio con tamponamenti in laterizio e divisori interni il legno e in pannelli alleggeriti (celotex, calcestruzzo pumice) / Weissenhof Siedlung Stoccarda 1927. Mies van der Rohe house. Building system is based on a iron frame, external brick walls, internal wood partitions (or celotex, pumice concrete)..



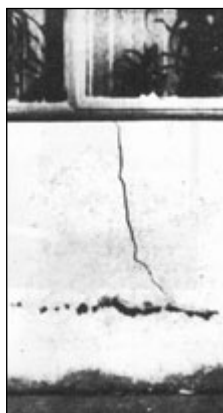
10.6



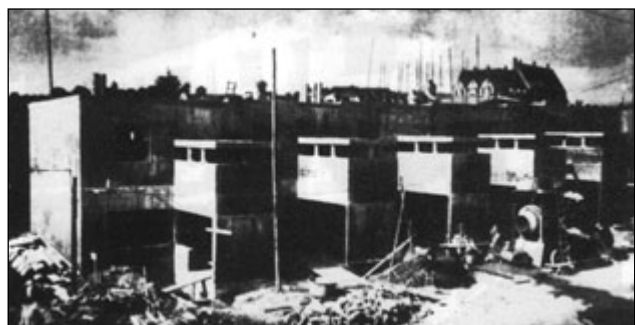
10.7



10.8



10.10



10.9

10.6 /10.7 Weissenhof Siedlung Stoccarda 1927. Edificio in linea progettato da Mies van der Rohe. Immagini raffiguranti lo stato di degrado dei pilastri metallici per ossidazione e l'intervento di bonifica strutturale eseguito nel 1987 con l'integrazione di nuovi profilati metallici in corrispondenza dell'attacco a terra. / *Weissenhof Siedlung Stoccarda 1927. Mies van der Rohe house. Pictures in which is represented the bad condition of iron pillars for oxidization and the work of restoration dated 1987 by integration with new iron beams near the connection with the foundations.*

10.8 /10.9 /10.10 Weissenhof Siedlung Stoccarda 1927. Edificio a schiera progettato da J.P. Oud. Immagini dell'edificio dopo l'intervento di restauro del 1987 e quelle d'epoca relative alla fase di costruzione e ai difetti costruttivi per la presenza di lesioni sulle pareti esterne. / *Weissenhof Siedlung Stoccarda 1927. J.P. Oud house. Pictures of the house before the restoration of 1987, of the time of construction and of the damages of external walls.*



10.11

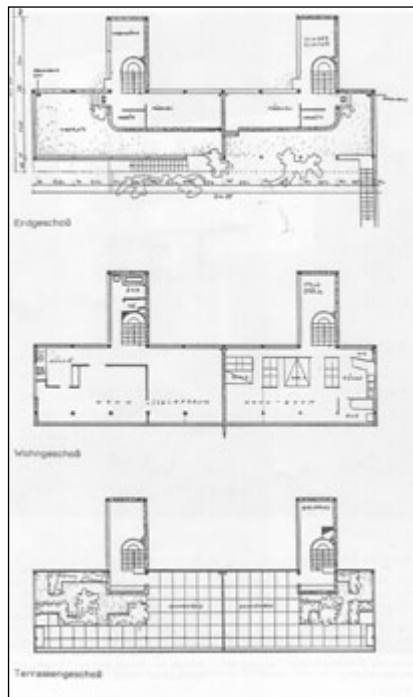


10.12



10.13

10.11 / 10.12 / 10.13 Weissenhof Siedlung Stoccarda 1927. Casa unifamiliare su Bruckmannweg, Le Corbusier. Immagini dell'esterno e dell'interno in corrispondenza del volume a doppia altezza; immagine di dettaglio che evidenzia lo stato di degrado delle strutture in calcestruzzo cementizio armato riscontrato in occasione dell'intervento di restauro del 1987. / *Weissenhof Siedlung Stoccarda 1927. Le Corbusier house on Bruckmannweg. External and internal pictures of the living zone; the damage condition of the concrete structures after the work of restoration in 1987.*



10.14



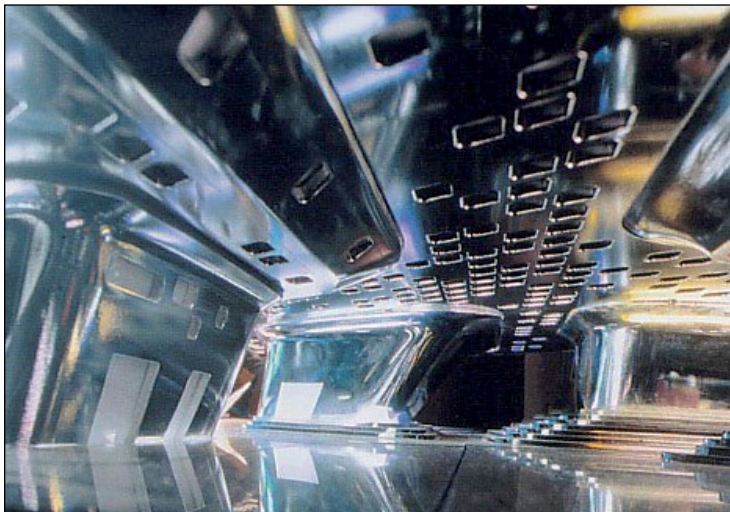
10.15



10.16

10.14 /10.15 Weissenhof Siedlung Stoccarda 1927. Casa biifamiliare su Rathenaurstrasse, Le Corbusier. Planimetrie dei vari livelli con indicazione delle funzioni notte-giorno. Foto d'epoca in cui appare evidente il livello di modernità esibito dall'immagine dell'edificio nel confronto posto con quello del design dell'automobile. / *Weissenhof Siedlung Stoccarda 1927. Le Corbusier house on Rathenaurstrasse. The three levels of the house with graphic description of the night-day functions. Picture of the time of construction in which appears the the condition of modernity showed by the design of house in relationship with that of the car.*

10.16 Frank Gehry, la sala dei concerti del Bard College, Beacon, New York State, 2005. L'immagine dell'edificio, caratterizzata dal trattamento dell'involucro con una lamina metallica di rivestimento che sembra librarsi nell'aria, viene assunta come emblema e simbolo della modernità su cui far posare i nuovi modelli di una nota casa automobilistica. / *Frank Gehry, concert hall of Bard College, Beacon, New York State, 2005. The image of the house, characterized by a metallic envelope shape that looks to fly on air, is used as an emblem and a symbol of the modernity for the scenographic instances of a famous car industry.*



10.17



10.18



10.19

10.17 /10.18 /10.19 Zaha Hadid, Phone center, Wolfburg, 2005. I renderings di progetto e l'edificio realizzato. / Zaha Hadid, Phone Center, Wolfburg, 2005. Design renderings and the real building.



10.20



10.21



10.22



10.24



10.23



10.25

10.20 / 10.21 Zaha Hadid, Phone center, Wolfsburg, 2005. Fasi di costruzione in cui si evidenzia il congegno costruttivo in profilati metallici impiegato per conformare gli spazi interni. / *Zaha Hadid, Phone Center, Wolfsburg, 2005. The building under construction in which is showed the metallic constructive system used to design the internal spaces.*

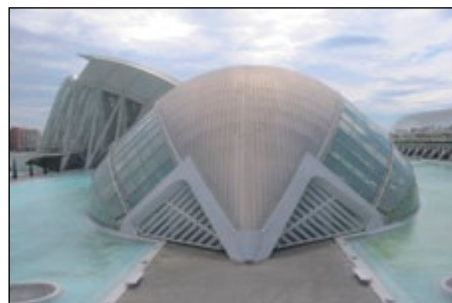
10.22 / 10.23 / 10.24 / 10.25 Jacques Herzog e Pierre de Meuron, Stadio Olimpico, Beijing, 2007. Renderings del progetto e fasi di costruzione della struttura portante in scatolari in acciaio saldati in opera. / *Jacques Herzog e Pierre de Meuron, Olympic Stadium, Beijing, 2007. Design renderings and the phase of construction of the main structure in iron tubes soldered together.*



10.26



10.27



10.29



10.28



10.30

10.26 Felix Candela, Ristorante “Los Manantiales”, Xochimilco, 1958. / *Felix Candela, “Los Manantiales” restaurant , Xochimilco, 1958.*

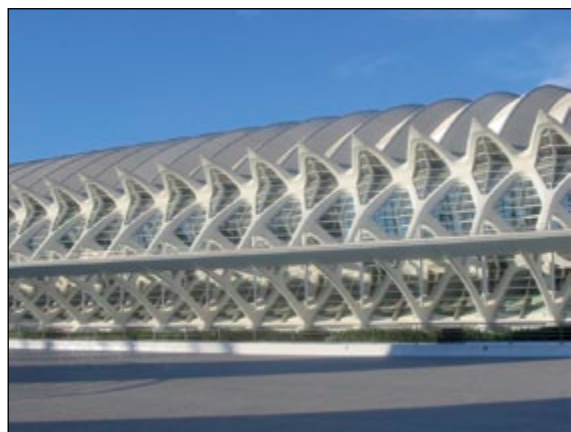
10.27 / 10.28 / 10.29 / 10.30 Santiago Calatrava, Museo della Scienza, Valencia, 2007. / *Santiago Calatrava, Science Museum, Valencia, 2007.*



10.31



10.32



10.33



10.34



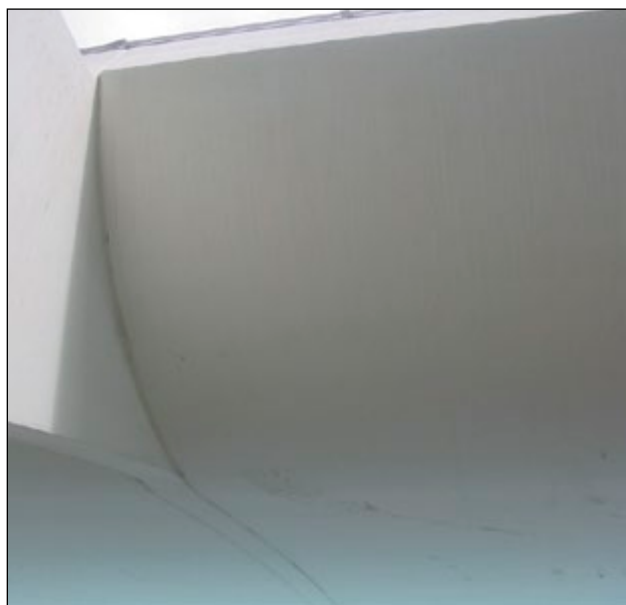
10.35



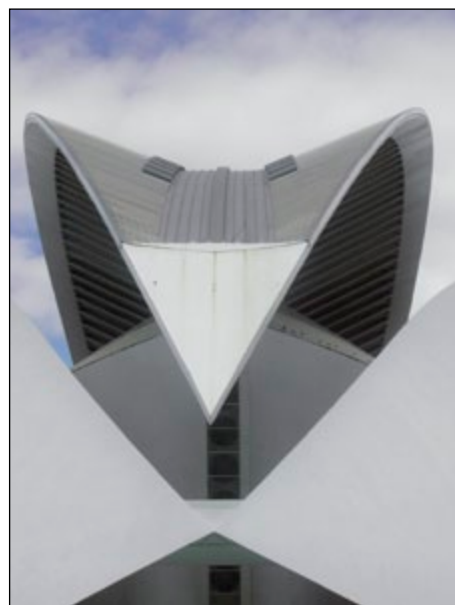
10.36



10.37



10.38

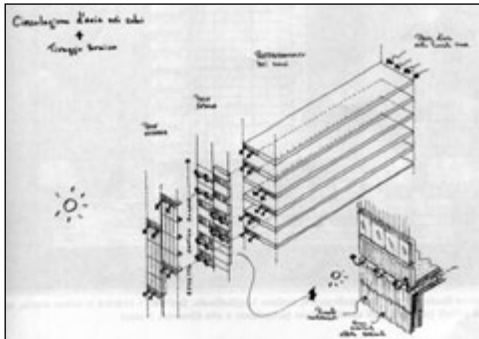


10.39

10.36 / 10.37 / 10.38 / 10.39 Museo della Scienza, Valencia, 2007. Immagini di dettaglio in cui si evidenzia l'insorgenza di alcuni problemi di infiltrazione e di smaltimento dell'acqua meteorica. / *Science Museum, Valencia, 2007. Pictures in which are showed some of the constructive damages due to problems of meteoric water infiltrations and draining.*



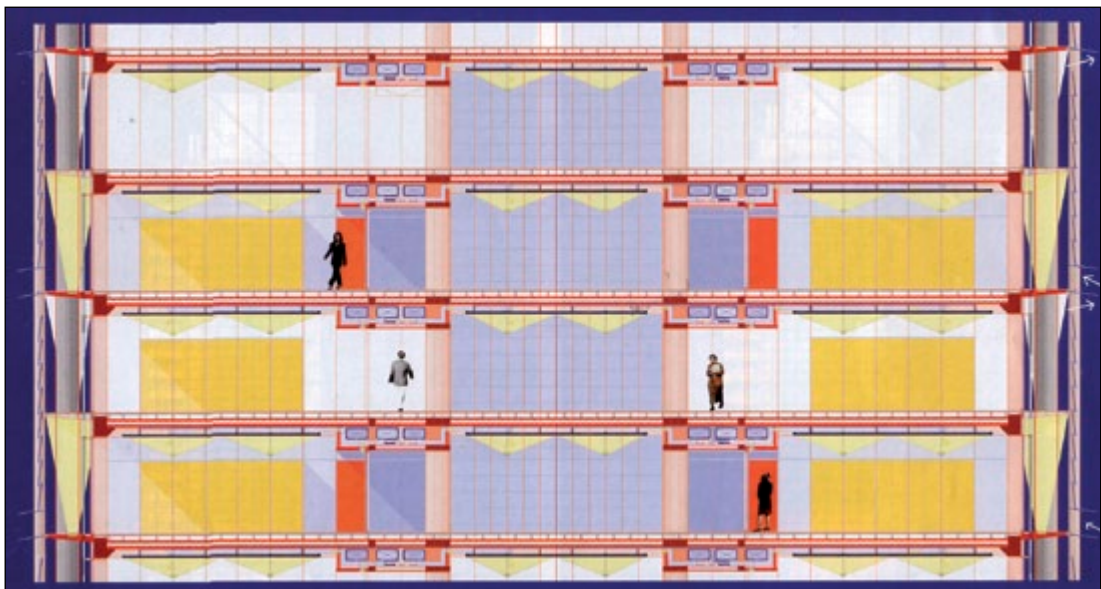
10.40



10.42



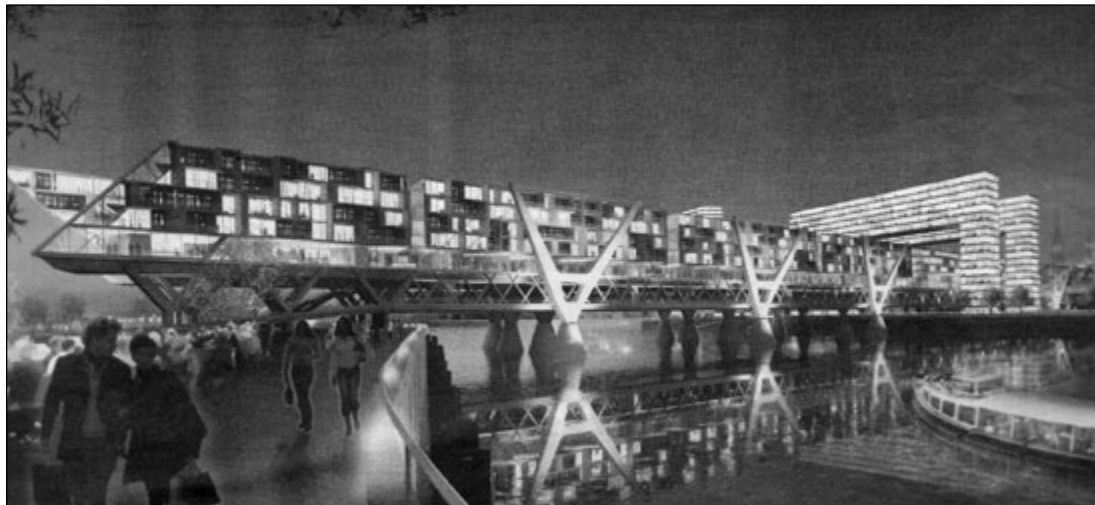
10.41



10.43

10.40 Pier Luigi Nervi, Palazzetto dello Sport, Roma, 1956-57. Fasi di costruzione della copertura eseguita come sommatoria di 1620 tavelloni romboidali (di 19 tipologie) con funzione di cassero a perdere, assemblati a secco e poi annegati in un getto che li collega all'armatura disposta tra i canali di separazione degli elementi a formare una soletta continua. / Pier Luigi Nervi, Palazzetto dello Sport, Roma, 1956-57. Phase of construction of the building covering made by 1620 rhomboidal elements (of 19 different typologies) as centre to be left, dry connected and then get drowned together with the iron reinforcement laid inside the channel of separation between the elements.

10.41 / 10.42 / 10.43 Renzo Piano, progetto per il grattacielo San Paolo Imi a Torino, 2007. La ricerca di soluzioni tecniche innovative per il miglioramento delle prestazioni energetiche viene perseguita mediante l'impiego di un doppio sistema di schermature esterne integrato con la rete impiantistica. / Renzo Piano, design of the San Paolo Imi skyscraper, Torino, 2007. The research of innovative techniques for the environment of energetic performances is focused on the use of a double external façade system integrated with ventilation system.



10.44



10.45

10.44 BRT Architekten, progetto per un ponte abitato lungo 700 mt sull'Elba ad Amburgo, 2007. / BRT Architekten, design of a house-bridge of 700 mt across Elba river, Amburgo, 2007.

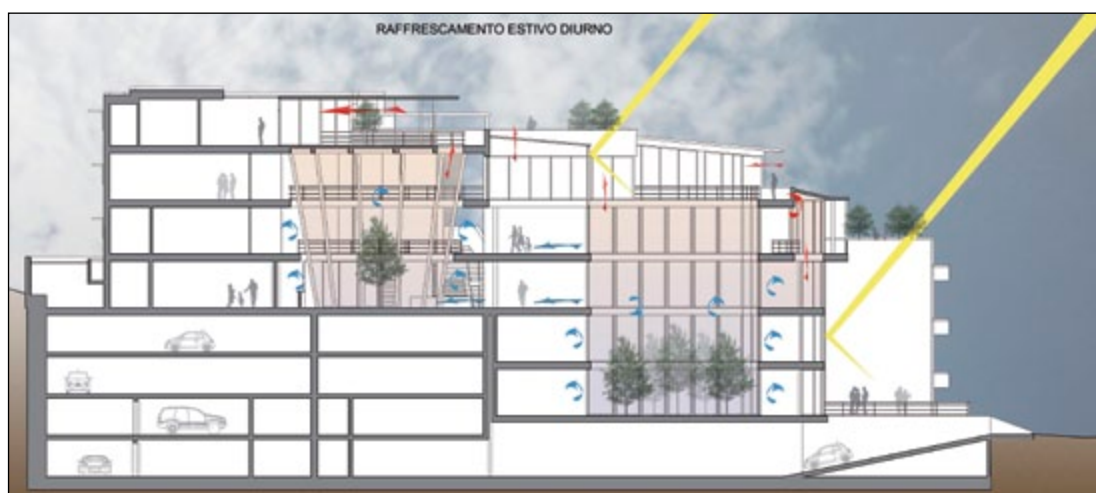
10.45 Londra, Piccadilly Circus, 2006. L'immagine pubblicitaria come icona e simbolo degli scenari urbani contemporanei. / Londra, Piccadilly Circus, 2006. The image of the spot as a symbol and icon of the nowadays urban scenarios.



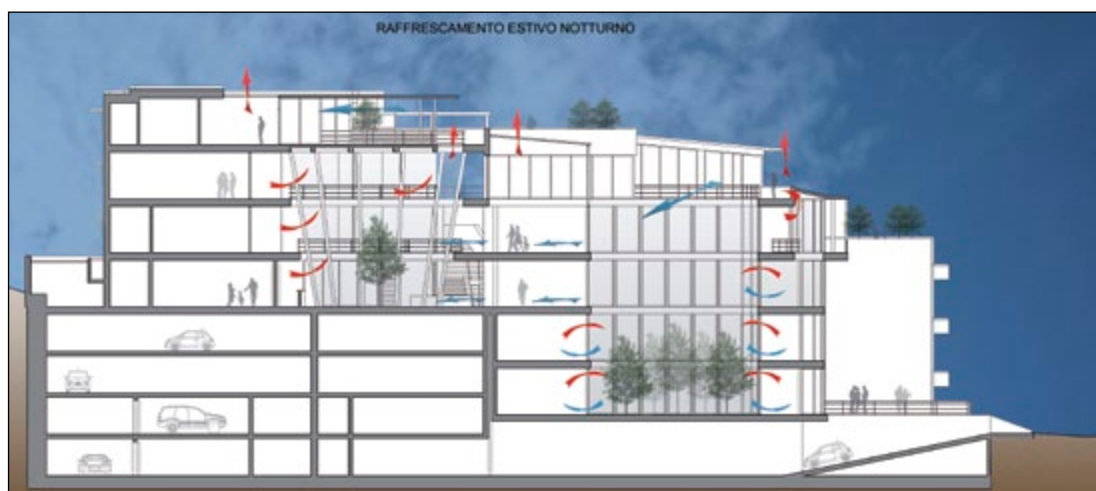
11.1



11.2

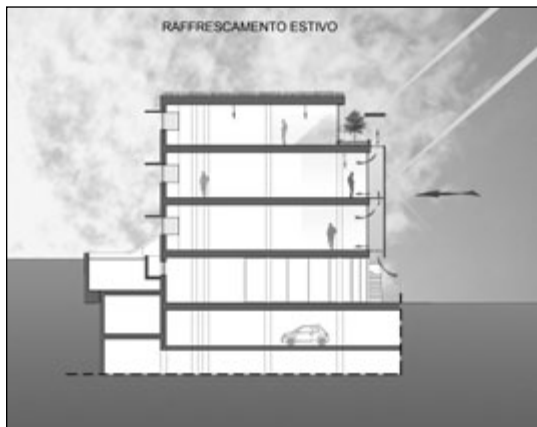


11.3



11.4

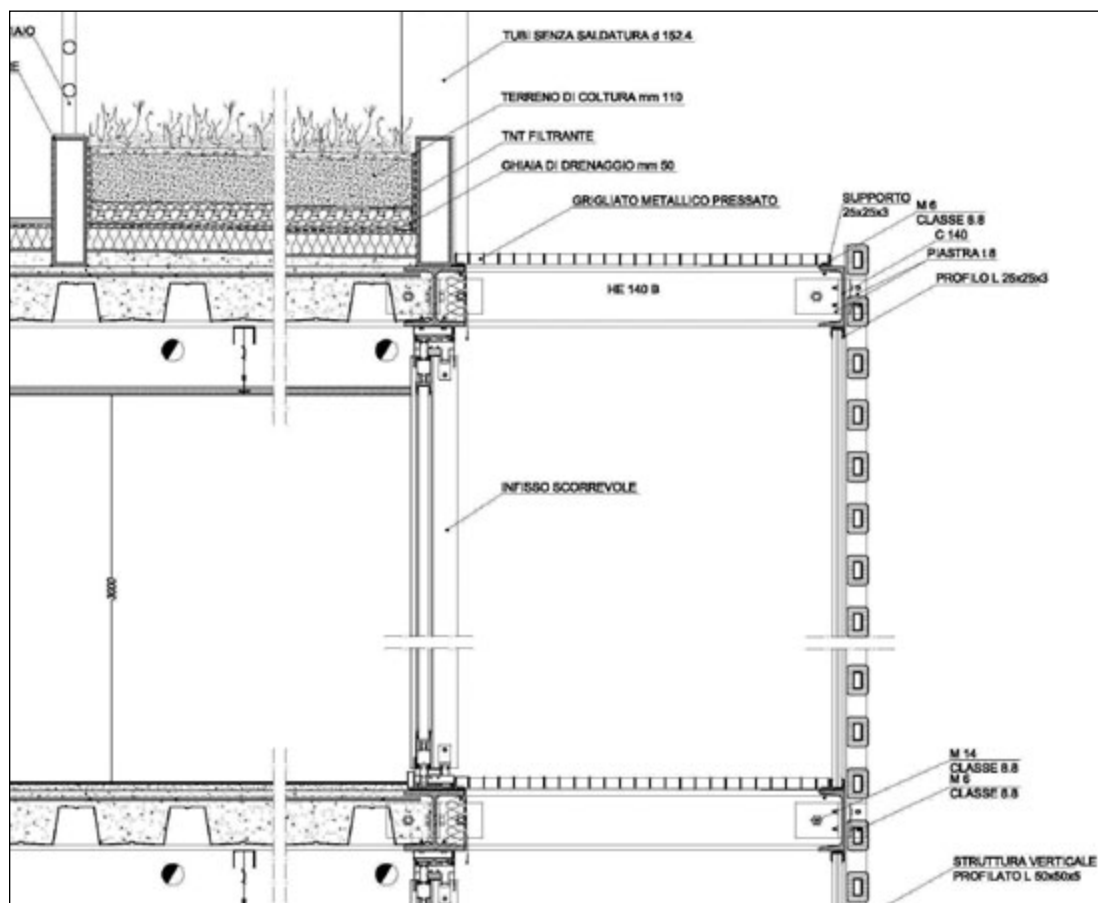
11.1 / 11.2 / 11.3 / 11.4. Progetto di centro direzionale e commerciale conforme ai principi dell'architettura bioclimatica. Pianta tipo, render e sezione trasversale nelle due condizioni diurna e notturna. La presenza di cavedi e corti verdi consente di garantire una ventilazione trasversale e di ottimizzare la climatizzazione degli ambienti con una riduzione dell'apporto impiantistico. Progetto di R. Gulli. / *Design project for an office and commercial building center consistent with bio-climatic rules. Typological plan, render view and section (night and day time). The green courts guarantees crossed ventilation and the natural climate control of the indoor spaces combined with a decrease on air conditioning. Design of R. Gulli.*



11.5



11.6



11.7

11.5 / 11.6 / 11.7 Rappresentazione schematica del funzionamento di una facciata a doppia pelle nelle due condizioni inverno ed estate e dettaglio costruttivo. / Layout of a double skin façade (night and day time) and building detail.



11.8



11.9

11.8 / 11.9 Esempio di facciata a doppia pelle. / *Double skin façade application.*



11.10



11.11



11.12



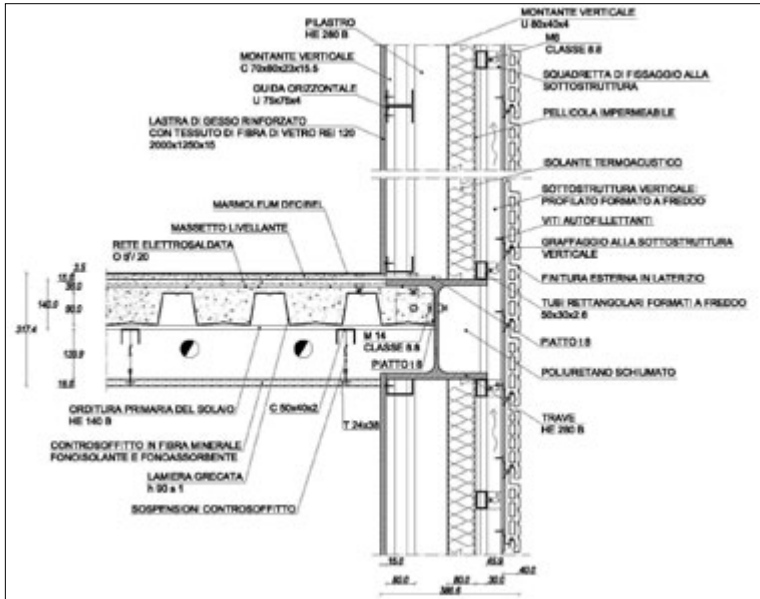
11.13

11.10 / 11.11 / 11.12 / 11.13 William Alsop, Calypso, Central District Rotterdam, 2011, in costruzione. Esempio di facciata continua realizzata con pannelli prefabbricati con infisso integrato. La particolarità della soluzione progettuale - oltre al trattamento cromatico e al criterio compositivo dei componenti - è rappresentata dalla deformazione geometrica della facciata rispetto al piano verticale che determina una variazione volumetrica dei prospetti. / William Alsop, Calypso, Central District Rotterdam, 2011, under construction. Rain screen façade realized with pre-fabricated panels connected to the window frames. The specific design solution – in addition to chromatic and typesetting texture – creates volumetric façade based on an irregular geometric shape.

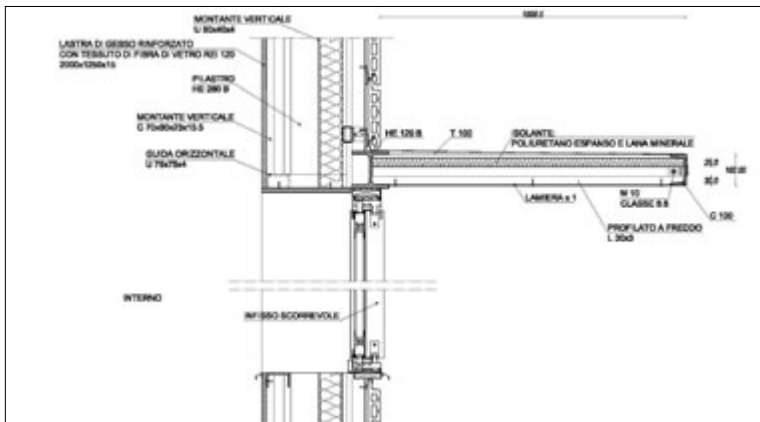


11.14

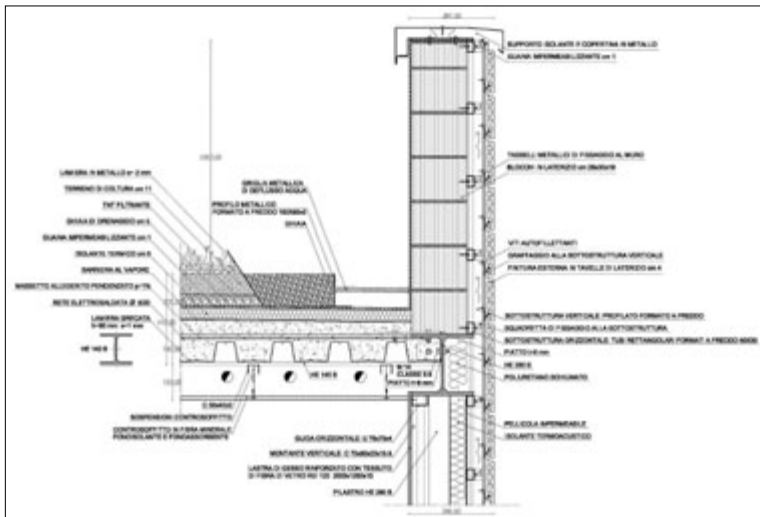
11.14. Renzo Piano, Berlino, Potsdamer Platz. Esempio di parete ventilata con finitura in laterizio. / Renzo Piano, Berlino, Potsdamer Platz. Rain screen façade, bricks pre-fabricated system.



11.15

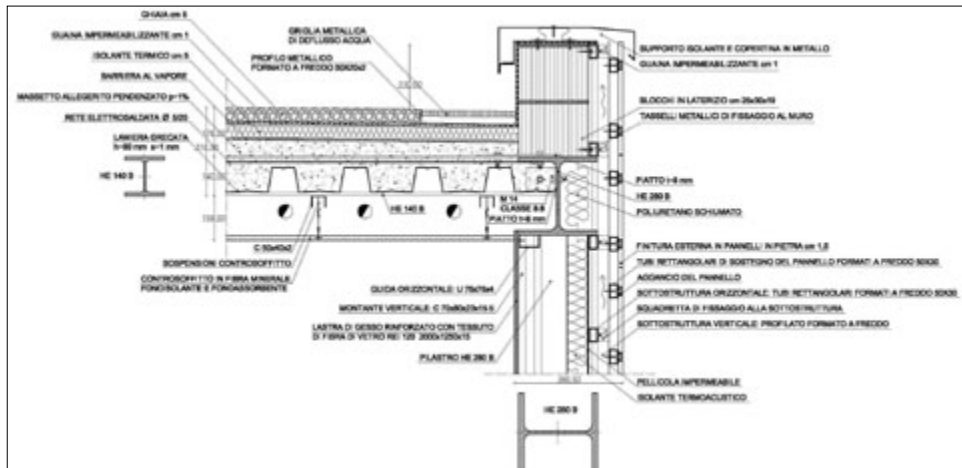


11.16

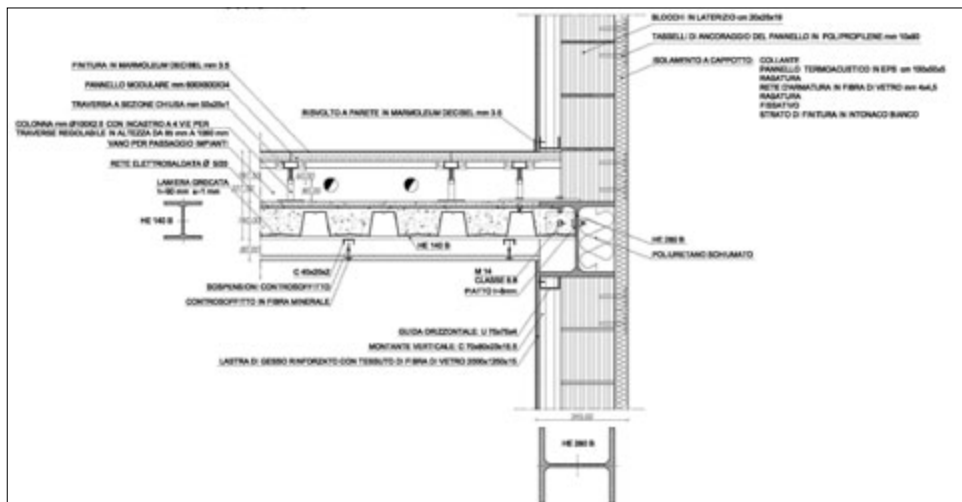


11.17

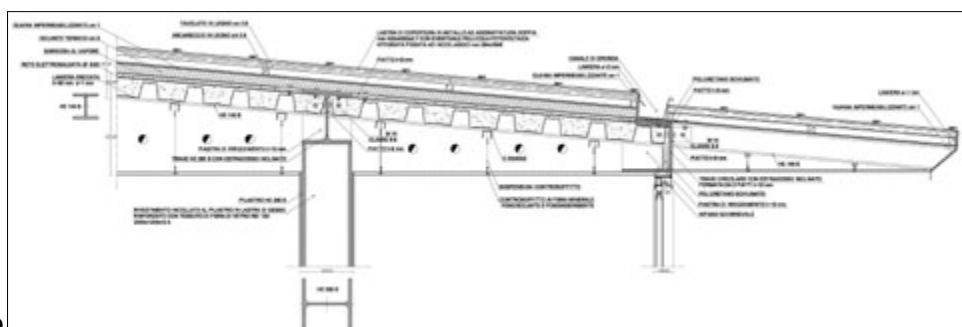
11.15 / 11.16 / 11.17 Dettagli costruttivi di una parete ventilata con finitura in laterizio vincolata ad una struttura in acciaio e con copertura verde. Disegno di R. Gulli. / *Building details of a rain screen façade, bricks pre-fabricated system fixed to a steel skeleton, the roof design has been proposed with green garden.*



11.18



11.19



11.20

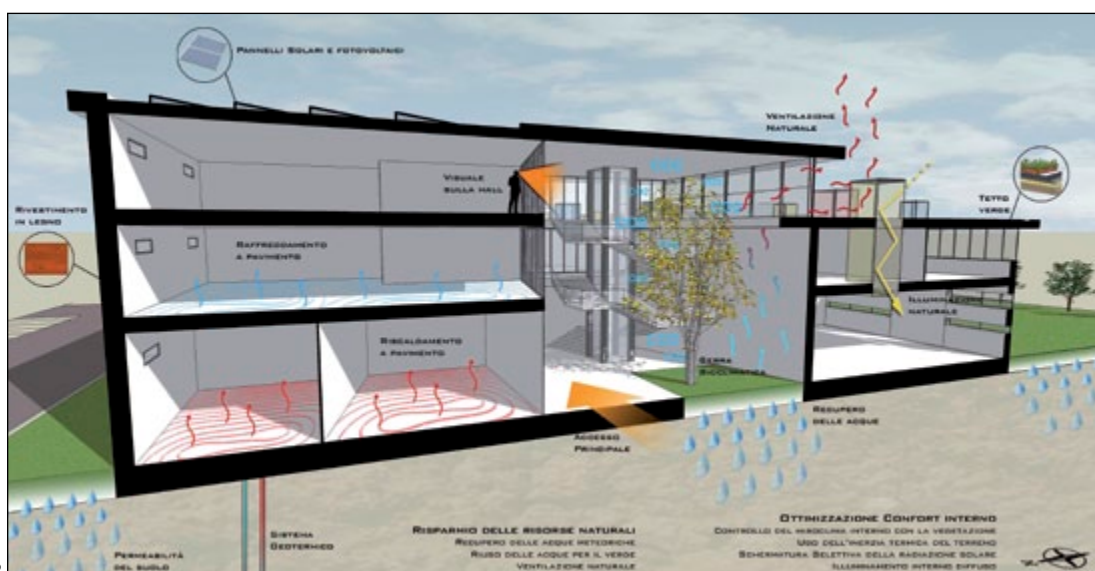
11.18. Dettaglio costruttivo del nodo terminale tra copertura e parete ventilata con finitura in pietra vincolata ad una struttura in acciaio. Disegno di R. Gulli. / *Building details of the junction between proofed roof covering and rain screen façade, stone pre-fabricated system fixed to a steel skeleton.*

11.19. Dettaglio costruttivo del nodo tra solaio di piano con pavimento sopraelevato e parete monostrato in laterizio con cappotto esterno. Disegno di R. Gulli. / *Building details of the junction between floating floor and brick wall overcoat.*

11.20. Dettaglio costruttivo di copertura ventilata con manto in lamiera e pellicola fotovoltaica integrata. Disegno di R. Gulli. / *Building detail of a ventilate roof covering integrated with photovoltaic film.*

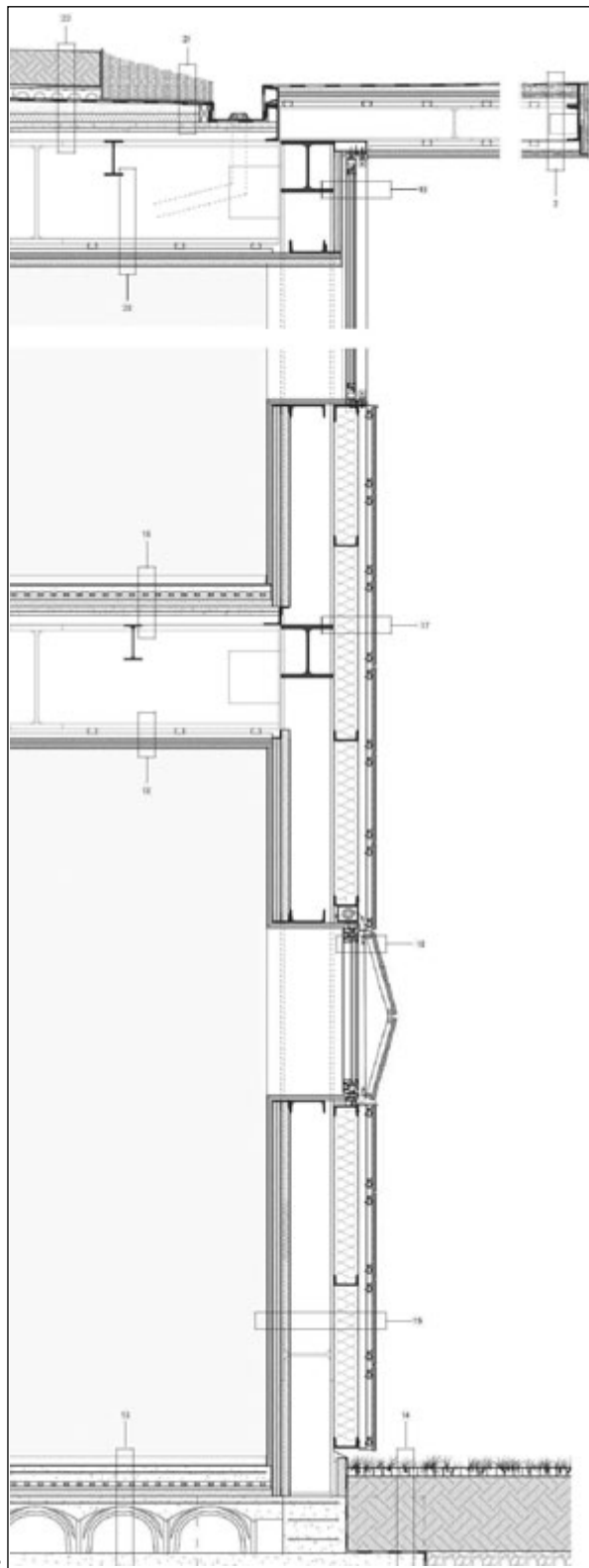


11.21



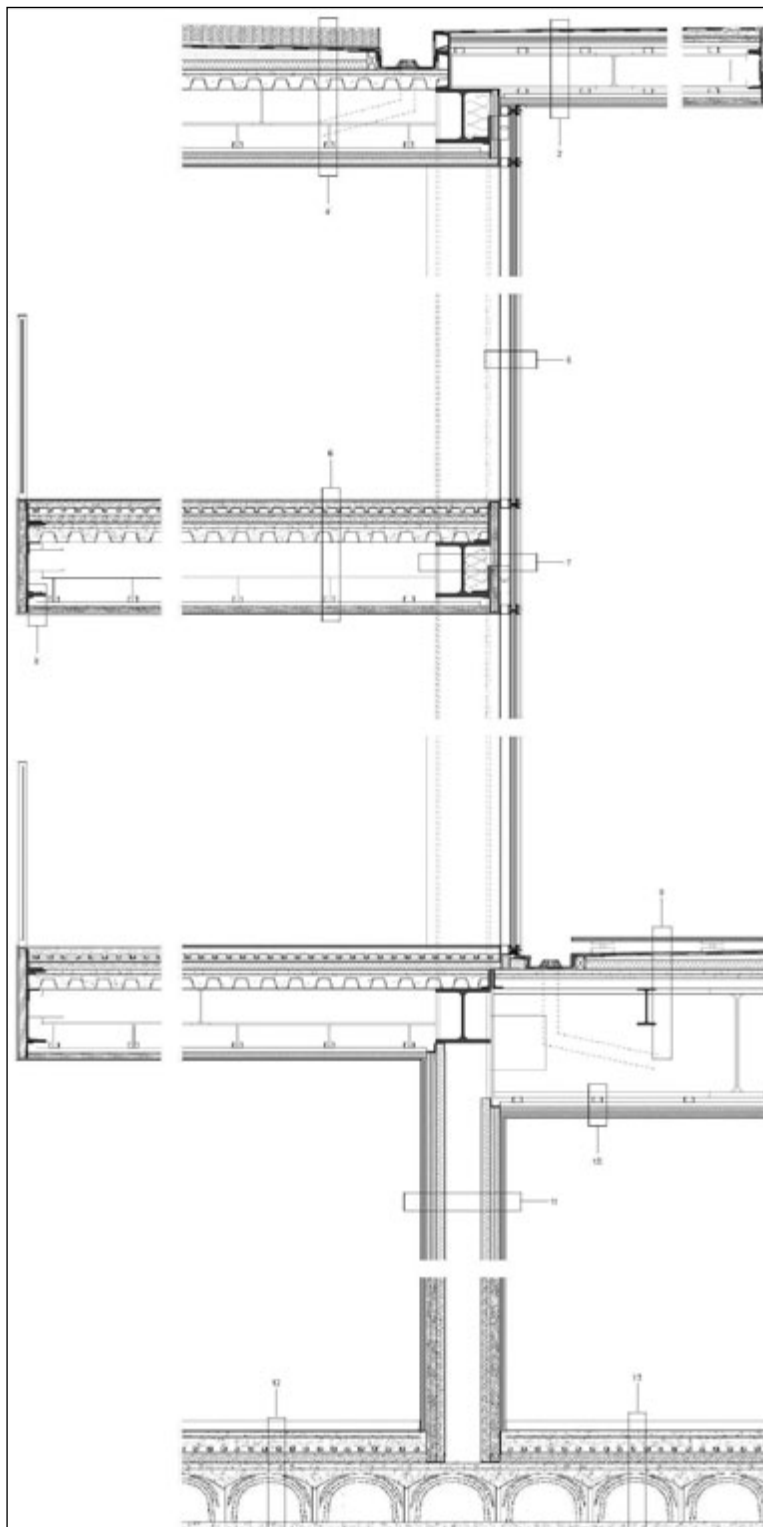
11.22

11.21 / 11.22. Progetto per la nuova sede Scuola Edile di Pesaro. Veduta del fronte principale e sezione schematica con indicate le soluzioni bio-climatiche. Progetto R. Gulli e A. Losi. / *Design project for a new school building in Pesaro. View of the front elevation and schematic section that shows the bio-climatic design solutions. Project of R. Gulli e A. Losi.*



11.23

Legenda / Legend: **2.** pannello in cartongesso per esterni bianco (15 mm), lastre antincendio knauf fireboard (15+15 mm), sottostruttura metallica portante costituita da guide a c (50x27x04 mm) ortogonali tra loro e sistema di ancoraggio a heb 200, intercapedine non ventilata per alloggiamento trave heb 200, sottostruttura metallica portante costituita da guide a c (50x27x04 mm) ortogonali tra loro, lastre antincendio knauf fireboard (15+15 mm), massetto per pendenza con cls alleggerito (30 mm), guaina bituminosa index (4 mm), lamierino di rivestimento. **4.** controsoffitto modulare con pannelli in cartongesso (10 mm), barriera al vapore, isolamento termico rockwool 211 (40 mm), lastre antincendio knauf fireboard (15+15 mm), sottostruttura metallica portante controsoffitto costituita da guide a c (50x27x04 mm) ortogonali tra loro e sistema di ancoraggio a ipe 200, soletta armata (50 mm) su lamiera grecata (50+55 mm), barriera al vapore, pannello termoisolante rockwool dachrock (50 mm), massetto per pendenza in cls alleggerito (50 mm), guaina bituminosa index (4 mm), tnt antiradice (2 mm), strato in ghiaia drenante. **5.** serramento in alluminio a taglio termico schuco fw 50, con vetri di sicurezza e basso emissivi ad alte prestazioni termiche con vetrocamera con film heat mirror e argon (6+6/10/10/4+4 mm), su struttura portante tubolare montanti 50x50 mm correnti 50x50 mm. **6.** pavimentazione in gres porcellanato laminam (3+1+3 mm), massetto alleggerito (40 mm), sistema di riscaldamento a pavimento disteso radiante con strato isolante termico e acustico (84 mm) con barriera al vapore, soletta armata (50 mm) su lamiera grecata (50+55 mm), trave ipe 200, sottostruttura metallica portante controsoffitto costituita da guide a c (50x27x04 mm) ortogonali tra loro e sistema di ancoraggio a ipe 200, lastre antincendio knauf fireboard (15+15 mm), controsoffitto modulare con pannelli in cartongesso (10 mm). **7.** serramento in alluminio a taglio termico schuco fw 50, con vetri di sicurezza e basso emissivi ad alte prestazioni termiche con vetrocamera con film heat mirror e argon (6+6/10/10/4+4 mm), su struttura portante tubolare montanti 50x50 mm correnti 50x50 mm, intercapedine non ventilata (50 mm), pannello in cartongesso bianco (10 mm), lastre antincendio knauf fireboard (25+25 mm) e sottostruttura portante metallica costituita da guide orizzontali u (50x40x0,6 mm) e montante a c (50x50x0,6 mm), isolamento termico rockwool 211 (120 mm), trave alveolare poligonale heb 300 collegata alla colonna heb 300. **8.** controsoffitto modulare con pannelli in cartongesso (10 mm), lastre antincendio knauf fireboard (15+15 mm), sottostruttura metallica portante controsoffitto costituita da guide a c (50x27x04 mm) ortogonali tra loro e sistema di ancoraggio a ipe 200, trave di bordo upn 400. **9.** pavimentazione galleggiante in legno trattato per esterni su appoggi metallici telescopici, tnt antiradice, guaina bituminosa index (4 mm), massetto per pendenza con cls alleggerito (30 mm), pannello isolante termico rockwool dachrock (50 mm), barriera al vapore, soletta armata (50 mm) su lamiera grecata (50+55 mm), trave principale alveolare poligonale heb 600, trave secondaria ipe 200, vano tecnico per passaggio impianti. **10.** controsoffitto modulare con pannelli in cartongesso (10 mm), barriera al vapore, isolamento termico rockwool (20 mm), lastre antincendio knauf fireboard (15+15 mm), sottostruttura metallica portante controsoffitto costituita da guide a c (50x27x04 mm) ortogonali tra loro e sistema di ancoraggio a ipe 200. **11.** doppio pannello in cartongesso (15+15 mm), lastre antincendio knauf fireboard (25+25 mm), barriera al vapore, isolante termico rockwool 211 (50 mm) e sottostruttura portante metallica costituita da guide orizzontali u (50x40x0,6 mm) e montante a c (50x50x0,6 mm), intercapedine non ventilata (200 mm) tra le colonne heb 300, isolante termico rockwool 211 (50 mm) e sottostruttura portante metallica costituita da guide orizzontali u (50x40x0,6 mm) e montante a c (50x50x0,6 mm), barriera al vapore, lastre antincendio knauf fireboard (25+25 mm), doppio pannello in cartongesso (15+15 mm). **12.** pavimentazione in gres porcellanato laminam (3+1+3 mm), massetto autolivellante con rete elettrosaldata (90 mm), sistema di riscaldamento a pavimento disteso radiante con strato isolante termico e acustico (84 mm) con barriera al vapore, solaio armato per carichi elevati (60 mm), iglu per ventilazione (250 mm), magrone (200 mm). **13.** pavimentazione industriale in resina (5 mm) risvoltata ai bordi, massetto autolivellante con rete elettrosaldata (90 mm), sistema di riscaldamento a pavimento disteso radiante con strato isolante termico e acustico (84 mm) con barriera al vapore,



11.24

solaio armato per carichi elevati (60 mm), iglu per ventilazione (250 mm), magrone (200 mm). **14.** manto erboso, griglia salverba carrabile (50 mm), terreno drenante (450 mm), rivestimento bituminoso tipo armodillo index (6 mm), magrone (200 mm). **15.** pannelli sandwich in legno parklex 50x200 cm (12 mm), fissaggio invisibile con sistema di aggancio (30 mm), intercapedine d'aria e sottostruttura portante metallica (50 mm), isolamento termico rockwool frontrock max e (140 mm) su struttura portante upn 140, intercapedine d'aria (250 mm) e struttura portante heb 300, isolante termico rockwool 211 (50 mm) e sottostruttura portante metallica costituita da guide orizzontali u (50x40x0,6 mm) e montante a c (50x50x0,6 mm), barriera al vapore, lastre antincendio knauf fireboard (25+25 mm), pannelli in cartongesso (15+15 mm). **16.** sistema di oscuramento mobile a soffietto rivestito con pannelli sandwich in legno parklex su sottostruttura metallica, serramento in alluminio a taglio termico schuco aws 75 si, con vetri di sicurezza e basso emissivi ad alte prestazioni acustiche con vetrocamera riempita con argon (6+6/20/4+4 mm). **17.** pannelli sandwich in legno parklex 50x200 cm (12 mm), fissaggio invisibile con sistema di aggancio (30 mm), intercapedine d'aria e sottostruttura portante metallica (50 mm), isolamento termico rockwool frontrock max e (140 mm) su struttura portante upn 140, trave heb 300. **18.** pavimentazione in gres porcellanato laminam (3+1+3 mm), massetto alleggerito (40 mm), sistema di riscaldamento a pavimento disteso radiante con strato isolante termico e acustico (84 mm) con barriera al vapore, soletta armata (50 mm) su lamiera grecata (50+55 mm), trave ipse 200. **19.** serramento scorrevole in alluminio a taglio termico schuco ass 70 hi, con vetri di sicurezza e basso emissivi ad alte prestazioni acustiche con vetrocamera riempita con argon (6+6/20/4+4 mm), pannello in cartongesso (10 mm), lastre antincendio knauf fireboard (15+15 mm), trave alveolare poligonale heb 300. **20.** controsoffitto modulare con pannelli in cartongesso (10 mm), barriera al vapore, isolamento termico rockwool 211 (40 mm), lastre antincendio knauf fireboard (15+15 mm), sottostruttura metallica portante controsoffitto costituita da guide a c (50x27x04 mm) ortogonali tra loro e sistema di ancoraggio a ipse 200. **21.** strato in ghiaia drenante, tnt antiradice (2 mm), guaina bituminosa index (4 mm), lamierino per canale di scolo, guaina bituminosa index di sicurezza (4 mm), soletta armata (50 mm) su lamiera grecata (50+55 mm). **22.** manto erboso sedum, strato terreno torboso (200 mm), geotessuto antiradice, lapillo vulcanico (20 mm), geodrein (60 mm), massetto per pendenza in cls alleggerito (50 mm), pannello termoisolante rockwool dachrock (50 mm), barriera al vapore, soletta armata (50 mm) su lamiera grecata (50+55 mm), trave alveolare poligonale heb 600.



11.25



11.26



11.27



11.28

11. 25 Esempio di serra solare in un complesso residenziale a Delft. / *Example of climate glasshouse residential district in Delft.*

11.26 / 11.27 Recupero e riqualificazione dell'edificio scolastico O. Giansanti di Pesaro, 2009. Fronte sud. Stato originario e dopo l'intervento di riqualificazione. Progetto di R. Gulli. / *Restoration and refurbishment of the educational building O. Giansanti in Pesaro, 2009. South elevation. Original state of conservation and Design resolution after the intervention. Project of R. Gulli*

11.28. Edificio scolastico a Sala Bolognese (Bologna). Vista 2010. / *Educational building at Sala Bolognese (Bologna). View 2010.*



11.29

| Elemento | Sp. (cm) | U (W/m²K) | K (W/m²K) |
|---------------|----------|-----------|-----------|
| Muratura | 2 | 0,76 | 0,87 |
| Laterizio | 20 | 0,70 | |
| Intonaco | 2 | 0,80 | |
| Elemento | Sp. (cm) | U (W/m²K) | K (W/m²K) |
| Elem. Pref. | 15 | 0,50 | 0,58 |
| Isolante | 10 | 0,04 | |
| Muratura | 2 | 0,80 | 0,24 |
| Intonaco | 2 | 0,80 | |
| Intonaco ext. | 2 | 0,80 | |
| Elemento | Sp. (cm) | U (W/m²K) | K (W/m²K) |
| Elem. Pref. | 10 | 0,50 | 0,58 |
| Isolante | 10 | 0,04 | |
| Muratura | 2 | 0,80 | 0,24 |
| Intonaco | 2 | 0,80 | |
| Intonaco ext. | 2 | 0,80 | |
| Elemento | Sp. (cm) | U (W/m²K) | K (W/m²K) |
| Elem. Pref. | 10 | 0,50 | 0,58 |
| Isolante | 10 | 0,04 | |
| Muratura | 2 | 0,80 | 0,24 |
| Intonaco | 2 | 0,80 | |
| Intonaco ext. | 2 | 0,80 | |

SOLUZIONE 1

| Elemento | Sp. (cm) | U (W/m²K) | K (W/m²K) |
|---------------|----------|-----------|-----------|
| Muratura | 2 | 0,76 | 0,87 |
| Laterizio | 20 | 0,70 | |
| Intonaco | 2 | 0,80 | |
| Elemento | Sp. (cm) | U (W/m²K) | K (W/m²K) |
| Elem. Pref. | 15 | 0,50 | 0,58 |
| Isolante | 10 | 0,04 | |
| Muratura | 2 | 0,80 | 0,24 |
| Intonaco | 2 | 0,80 | |
| Intonaco ext. | 2 | 0,80 | |

SOLUZIONE 2

| Elemento | Sp. (cm) | U (W/m²K) | K (W/m²K) |
|---------------|----------|-----------|-----------|
| Muratura | 2 | 0,76 | 0,87 |
| Laterizio | 20 | 0,70 | |
| Intonaco | 2 | 0,80 | |
| Elemento | Sp. (cm) | U (W/m²K) | K (W/m²K) |
| Elem. Pref. | 15 | 0,50 | 0,58 |
| Isolante | 10 | 0,04 | |
| Muratura | 2 | 0,80 | 0,24 |
| Intonaco | 2 | 0,80 | |
| Intonaco ext. | 2 | 0,80 | |

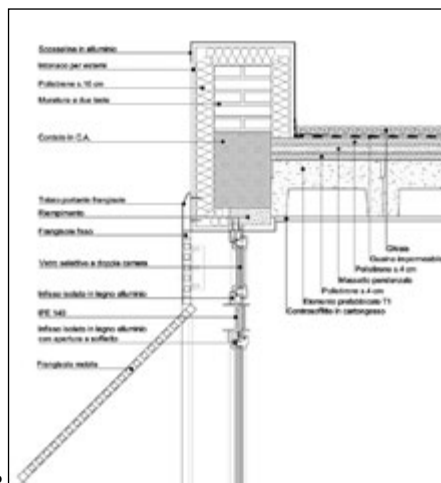
11.31

| Elemento | Spessore (cm) | U (W/m²K) | K (W/m²K) | |
|-----------------------|---------------------------------|-----------|------------|------------|
| M-1 | Muratura in laterizio | 2 | 0,76 W/m²K | 1,55 W/m²K |
| | 1. Intonaco civile per interno | 20 | 0,70 W/m²K | |
| | 2. Muratura in laterizio | 30 | 0,70 W/m²K | |
| Cordolo prefabbricato | 1. Elemento in C.A. alleggerito | 15 | 0,50 W/m²K | 0,58 W/m²K |
| | 2. Isolante | 10 | 0,04 W/m²K | |
| S-1 | Solaio di copertura | 15 | 0,50 W/m²K | 0,66 W/m²K |
| | 1. Elemento in C.A. alleggerito | 15 | 0,50 W/m²K | |
| | 2. Isolante | 4 | 0,04 W/m²K | |
| | 3. Massetto di cemento | 4 | 1,40 W/m²K | |
| S-2 | Solaio di terra | 16 | 0,67 W/m²K | 1,91 W/m²K |
| | 1. Pavimento in gris | 1 | 0,18 W/m²K | |
| | 2. Sottofondo | 2 | 1,10 W/m²K | |
| | 3. Massetto di cemento | 4 | 1,40 W/m²K | |
| | 4. Soletta in C.A. | 3 | 2,30 W/m²K | |
| EP-1 | Voltino prefabbricato | 10 | 0,50 W/m²K | 0,67 W/m²K |
| | 1. Elemento in C.A. alleggerito | 10 | 0,50 W/m²K | |
| | 2. Isolante | 3 | 0,04 W/m²K | |
| | 3. Intonaco armato per esterno | 2 | 1,00 W/m²K | |
| P-1 | Porte finestra tipo 1 | 6 | 3,1 W/m²K | 6,10 W/m²K |
| | 1. Telaio in ferro | 6 | 3,1 W/m²K | |
| P-2 | Porte finestra tipo 2 | 6 | 3,1 W/m²K | 6,22 W/m²K |
| | 1. Telaio in ferro | 6 | 3,1 W/m²K | |
| F-1 | Finestre tipo 1 | 6 | 3,1 W/m²K | 6,13 W/m²K |
| | 1. Telaio in ferro | 6 | 3,1 W/m²K | |
| F-2 | Finestre tipo 2 | 6 | 3,1 W/m²K | 6,57 W/m²K |
| | 1. Telaio in ferro | 6 | 3,1 W/m²K | |
| F-3 | Finestre tipo 3 | 6 | 3,1 W/m²K | 5,90 W/m²K |
| | 1. Telaio in ferro | 6 | 3,1 W/m²K | |

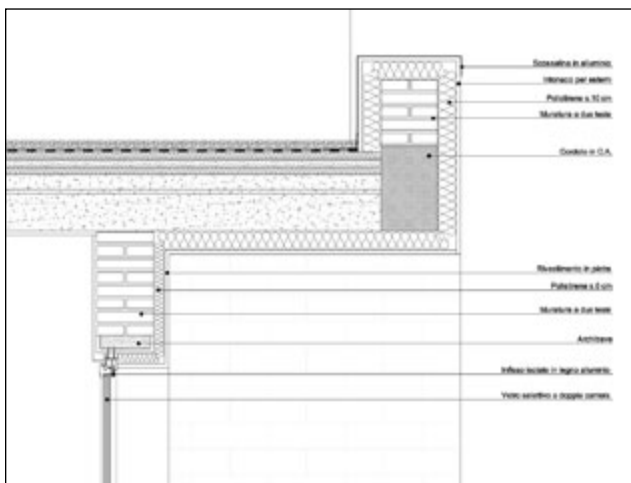
11.30

11.29 / 11.30 Edificio scolastico a Sala Bolognese (Bologna), 2010. Analisi delle prestazioni energetiche dell'edificio per elementi costruttivi e componenti. / Educational building at Sala Bolognese (Bologna), 2010. Analysis of the energetic performances for the different constructive elements and components.

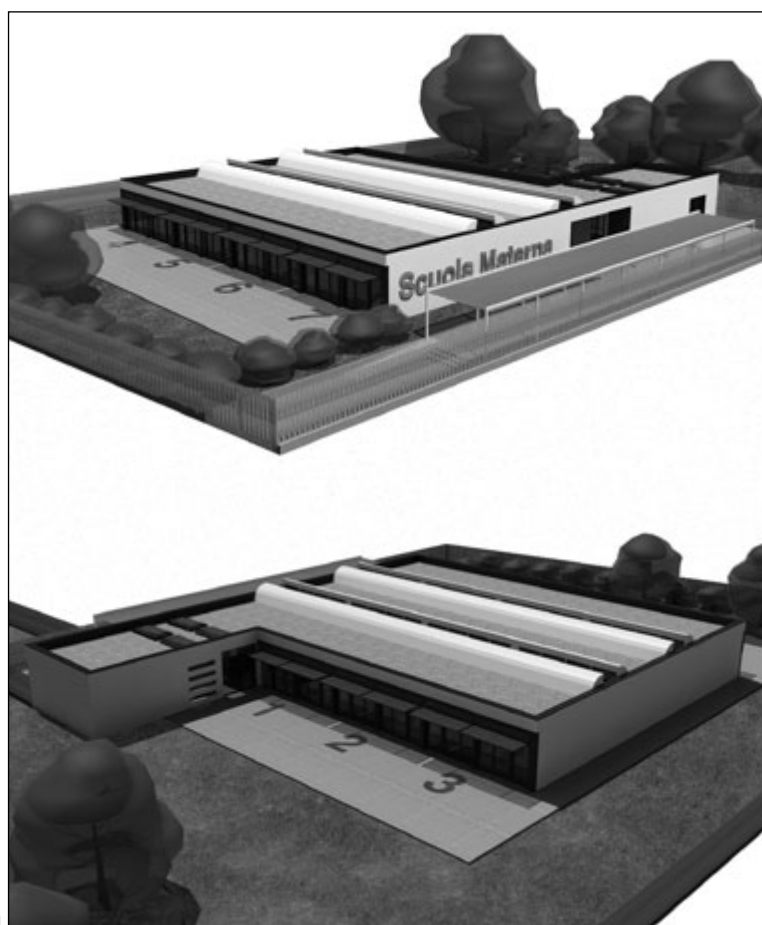
11.31. Edificio scolastico a Sala Bolognese (Bologna), 2010. Tabella comparativa valori delle trasmittanze secondo due ipotesi progettuali di intervento. / School building at Sala Bolognese (Bologna), 2010. Comparative schedule of the energetic parameters for both the design solutions proposed.



11.32



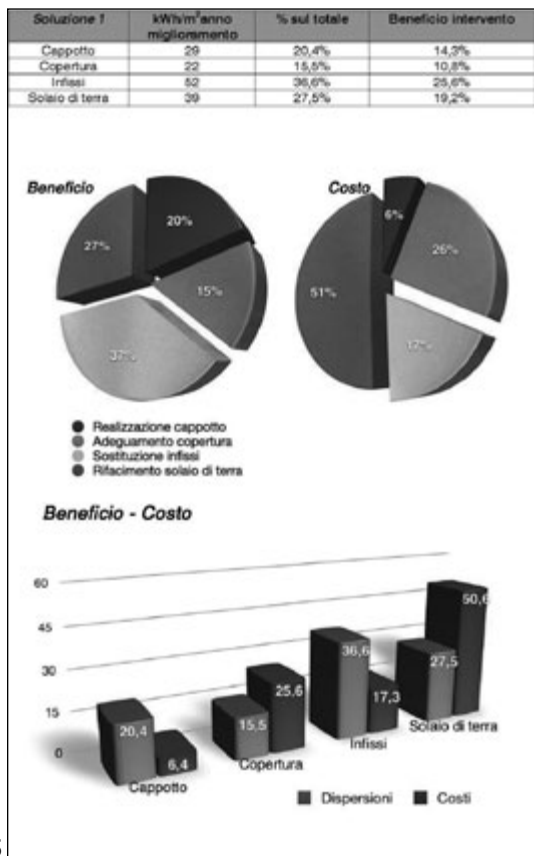
11.33



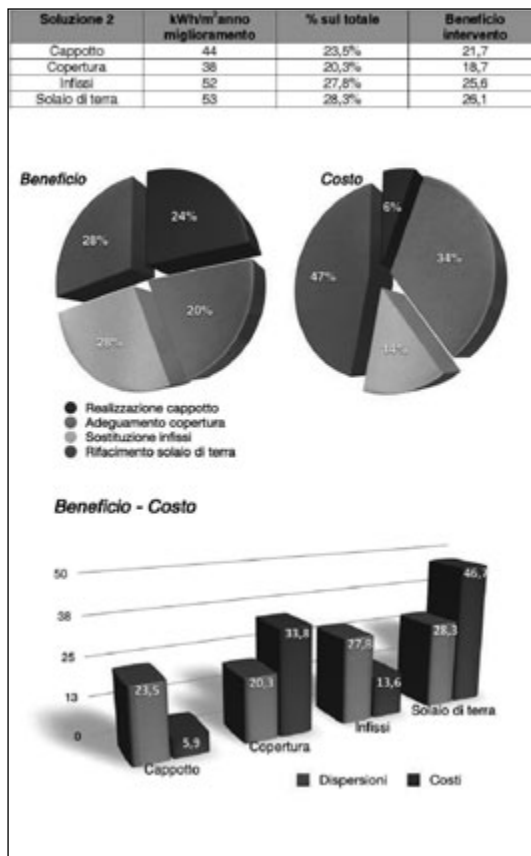
11.34

11.32 / 11.33 Edificio scolastico a Sala Bolognese (Bologna), 2010. Dettagli costruttivi di una delle ipotesi progettuali preventivate. / Educational building at Sala Bolognese (Bologna), 2010. Building details for both the design solutions.

11.34 Edificio scolastico a Sala Bolognese (Bologna), 2010. Render della soluzione di progetto. Elaborazione di Ivan Lentini. / Educational building at Sala Bolognese (Bologna), 2010. Render view of the project. Designer Ivan Lentini.



11.35



11.36

| Soluzione 1 | Miglioramento KWh /m ² anno | KWh miglioramento | Metano risparmiato | Euro risparmiati | Costo intervento | Anni di ammortamento |
|-----------------|--|-------------------|--------------------|------------------|------------------|----------------------|
| Cappotto | 29 | 21460 | 2259 | 1843,30 | € 27.752,01 | 15 |
| Copertura | 22 | 16280 | 1714 | 1396,37 | € 110.668,08 | 79 |
| Infissi | 52 | 38480 | 4051 | 3305,23 | € 70.893,56 | 21 |
| Solaio di terra | 39 | 28860 | 3038 | 2478,92 | € 218.448,44 | 88 |

| Soluzione 2 | Miglioramento KWh /m ² anno | KWh miglioramento | Metano risparmiato | Euro risparmiati | Costo intervento | Anni di ammortamento |
|-----------------|--|-------------------|--------------------|------------------|------------------|----------------------|
| Cappotto | 44 | 32560 | 3427 | 2796,73 | € 31.122,80 | 11 |
| Copertura | 38 | 28120 | 2960 | 2415,36 | € 176.676,21 | 73 |
| Infissi | 52 | 38480 | 4051 | 3305,23 | € 70.893,56 | 21 |
| Solaio di terra | 53 | 39220 | 4128 | 3368,79 | € 244.382,48 | 73 |

11.37

11.35 / 11.36 / 11.37 Edificio scolastico a Sala Bolognese (Bologna), 2010. Tabella di sintesi dei costi-benefici secondo le due ipotesi progettuali, con indicazione degli anni di ammortamento necessari in rapporto alla tipologia di intervento. / Educational building at Sala Bolognese (Bologna), 2010. Comparative schedule of cost-benefit analysis according to the two design solutions proposed, completed by the evaluation of the amortization period related to the design solution type.



11.38



11.39



11.40



11.41

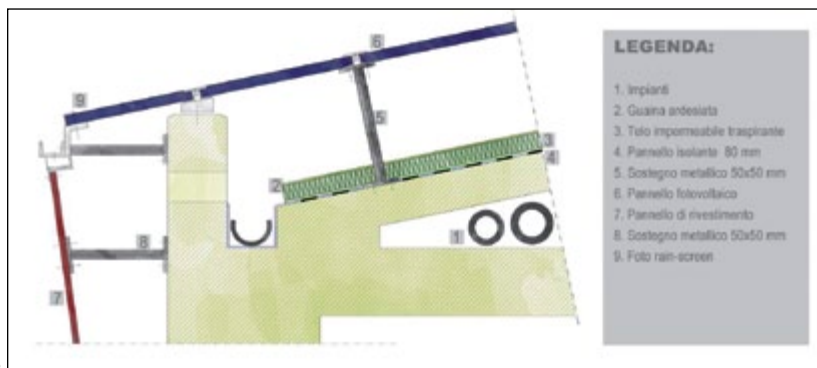


11.42

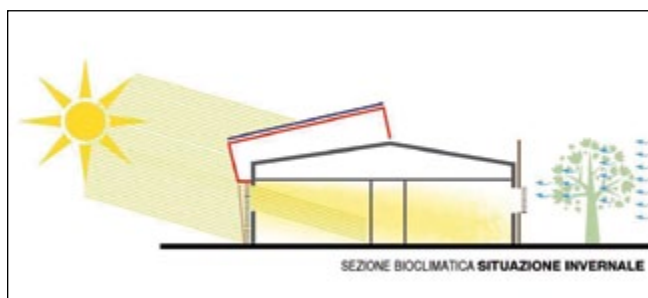
11.38 / 11.39 Edificio pubblico destinato a funzioni sociali. Immagini dello stato originario. / *Public building for social functions. Current state pictures.*

11.40. Schizzi dell'ipotesi progettuale. Gli obiettivi posti dall'intervento riguardanti la riconfigurazione dell'involucro sia in termini di design che di requisiti prestazionali in osservanza ai principi bioclimatici nella divisione posta fra schermature/isolamento delle pareti e della copertura ed integrazione del sistema impiantistico. / *Design concept sketch hypothesis. The focus is mainly on the renovation of the envelope both in terms of design and of performance requirements in order to respect the bioclimatic criteria for the issues related to protection/insulation of external walls and coverings considering an upgrading of air conditioning.*

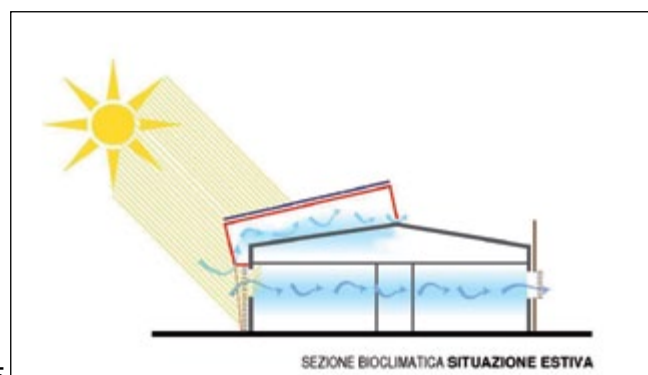
11.41 / 11.42 Render della soluzione progettuale. Elaborazione di R. Gulli, A. Ferrante, L. Boiardi, E. Cattani. / *Renderviews of the design solution. Designer R. Gulli, A. Ferrante, L. Boiardi, E. Cattani.*



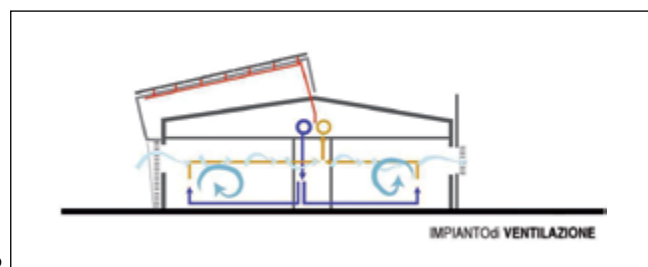
11.43



11.44



11.45



11.46

11.43. Dettaglio costruttivo del nodo parete-copertura. / *Detail of the joint knot wall and covering.*

11.44 / 11.45 Sezioni schematiche del sistema di schermatura/isolamento e di ventilazione trasversale in regime invernale ed estivo. / *Technical solutions for the protection/insulation and for natural ventilation both in winter and summer period.*

11.46 Sezione schematica del sistema impiantistico. L'impianto di riscaldamento esistente di tipo tradizionale viene integrato con un sistema ad aria per la climatizzazione e il trattamento (UTA). / *Technical solutions for the installation plan. The traditional heating system has been upgraded through air cooling and air handler unit.*

Preface

The following work is presented as a resource for the teaching of Architettura Tecnica 1 over the degree program of Civil and Building Engineering. It is based on certain fundamental premises, both in terms of methodology and content. In the first place, the organization of the academic year into three month modules as part of the new regulations governing university studies has led to a general overview of courses. Given the impossibility of addressing in an exhaustive way all theoretical and practical issues within a single subject, courses have been somewhat streamlined with a more focused approach. This work has also been influenced by the perceived need for formative level instruction that focuses on criteria and theoretical principles central to the development of technical solutions.

The theme, *Structure and Construction*, reflects the foundation and the underlying theme of subjects dealt with in lessons and is intended as supplementary and complementary reading to the course material. It investigates various aspects of the complex relationship between the operational principles of a structure and their ultimate physical manifestation; the relationship between structural design and technical solutions that ultimately determine the reality of the construction. This is an essential theme for formative courses that have often been framed within a didactic approach that isolates the theory of construction within highly specific and isolated disciplines.

In particular, the preference shown for Mathematics as the preferred means of structural interpretation (at least in objective scientific terms), has significantly contributed to an ever increasing differentiation between *Science and Technique* in building engineering. That is, the analytical features of design have been increasingly separated from the physical manifestation of the structure, the static on paper design plan from the construction matrix.

This trend has in turn had an impact on the gradual transformation of the professional profile of the contemporary engineer. His role has changed from designer of technical solutions to that of specialist analyst of structural works. He is at times bereft of the essential critical reasoning that surpasses purely scientific analysis, a level of reasoning that requires wider cultural understanding and that is “fed” by a variety of sources, from History to Science, Engineering to Architecture.

In this respect Pierluigi Nervi’s words from the 1950’s, which stressed the importance in university teaching of an intuitive as opposed to a strictly mathematical approach to structural problems, are enlightening and prophetic. He stated: “[...] Mastery of design–construction is not the end result of mathematical theories only, it is the product of a complete understanding of the complex behaviour of a project, and the consequent surpassing and intuitive completion of theory”

(Pierluigi Nervi, *Costruire correttamente: caratteristiche e possibilità delle strutture cementizie armate*. Hoepli, 1955).

This work is based around these guiding principles, as affected by the requirement for brevity and in relation to a diverse disciplinary context. Its aim is to consolidate the teaching offered by other courses of *Architettura Tecnica* of the Engineering Faculty of Bologna.

The new edition of this book maintains the original frame of the original text but presents a short implementation focused on the concepts of effectiveness and efficiency applied to the design and construction building practice. This is indeed a fundamental theme considering the nowadays approach towards not only the existing building heritage but also the new construction real estate market. The current requirements for the energetic performances and efficiency improvements of the buildings forces to a deeper and updated investigation upon the instruments that architects and engineers can use in their practice. In this perspective this contribution presents only some methodological considerations in order to provide a knowledge basis for a deeper and broader understanding of the subject

Chapter 1

Structural continuity

The drawing of the skeleton structure of the Maison Domino of Le Corbusier (Fig. 1.1) can be seen as somewhat of an icon in an epochal period in the history of construction technique. This was not in terms of formal expression, but in terms of the possibilities that this construction approach offered to the development of a new architectural language. A complete transformation in architectural design would in fact only occur later, with the dawning of the distinctive period of European avant-gardism (*The Modernist Movement*) in the 1920's and 1930's.

La Ville Savoye at Poissy (1929-31) (Fig. 1.2/1.3/1.4) designed by Le Corbusier, is now seen as a paradigm of technical rules, a structure that led to the development of entirely new architectural approaches such as: pilotis, open facade, open plan, full length windows and roof gardens. As far as technique is concerned, the project solutions can be traced back to a singular, unique aspect: *the separation of the structure from the shell; the skeleton structure from its complementary parts*. The walls were freely carved out without being constrained by supporting masonry; likewise, the internal division of space did not follow a geometric order based on the skeleton frame (Fig. 1.5/1.6).

This separation between space and structure contributed in turn to a notable differentiation in specialist roles. We witness the emergence of a specialist who was responsible for the fixed dimensions of the building as opposed to that responsible for the overall design and it is on this “double track” that the engineer's role would then progressively evolve. This role would develop to be complementary to that of the architect and increasingly concerned with structural security.

The invention of reinforced concrete in Europe at the end of the 1800's would make a further decisive contribution to this trend.

Francoise Hennebique's patent of 1892 was a significant turning point in the pioneering period of research into the possible combination of two different materials, iron and concrete. Excluding Lambot's boat prototype (1855) (Fig. 1.7), the only contributions of real note prior to this were Joseph Monier's slab (Fig. 1.8) used in the construction of a water tank (1872) and a foot bridge (1875), the experiments conducted by Taddeus Hyatt (Fig. 1.9) in the United States into bending stress in reinforced concrete beams (1878) and Ernest L. Ransome's 1884 patent (Fig. 1.10/1.11/1.12/1.13).

Hennebique recognised the potential offered by a new material made of iron and concrete and used this in an innovative construction system, that was able to eliminate the gap between the vertical and horizontal development of a structure. In other words, the quest for structural monolithism, one of the objectives pursued by builders since the dawn of time, was realised with an uninterrupted line between the beam and the pillar, bringing into being the *undertermination frame* (Fig. 1.14/1.15).

The concept of underterminate structure is the ratio between the degree of freedom and that of constraint. When the unknown factors in this equation – the forces of constraint – exceed the

equations of equilibrium, the outcome is unpredictable; the forces of constraint exceed the degrees of freedom. The solution to this problem involved calculation of another factor; the value of deformation of the construction material (Figg. 1.16/1.17).

This was already noted at the beginning of the 19th Century, when the theory of elasticity was developed to correlate stress and deformation for solids subjected to external loads. The turning point for construction engineering came when Hennebique, a central figure in the application of scientific theories of resistance to the demands of construction, invented an innovative procedure that was to radically transform traditional practices that had been based on the architrave system and on gravity construction.

The Hennebique system is first used in Italy in 1906 (Fig. 1.18), with the construction of the first residential building by the Porcheddu Company using a reinforced concrete frame. Its innovative nature and historical significance are clearly appreciated if we consider that the technical practices represented in this structure have changed very little up to the present day.

The reinforced concrete skeleton frames of buildings under construction scattered over the contemporary urban landscape are in fact clear evidence that construction techniques and technology has changed very little from Hennibique's time. In fact, no other significant transformation has cut across the construction world since the introduction of the framework system. This significant and radical transformation occurred at the beginning of the 1900's as secular masonry construction practices were progressively replaced by the new construction possibilities of reinforced concrete. In fact, the quest for *continuous and malleable structural forms applying the principals of structural optimisation* was fully met through the technique of reinforced concrete casting.

In this respect Carlo Poma's 1893 (Fig. 1.21) patent drawing is both striking and emblematic. In this illustration, thin reinforced concrete structures are likened to the image of a tree, a natural organism that encapsulates the concepts of lightness and structural fluidity.

The analysis of organic structures as the basis and objective of structural design would be developed further with the work of Pierluigi Nervi (Fig. 1.20), Riccardo Morandi, Edoardo Torroja and Felix Candela (1940 – 1960).

Auguste Perret's designs for The Notre – Dame Church of the Consolation (Le Raincy 1922), also highlighted the important relationship between structural design and architectural form (Figg. 1.23/1.24).

Perret had already experimented with the use of reinforced concrete in some of his early projects, beginning with his most renowned building on the Rue Franklin 5 in Paris (1904) (Fig. 1.22), its majolica surface masking the structural frame. The 1922 project was an important turning point for the *History of Construction*, perhaps more so than for the history of architecture. The structure does not stand out so much for its architecture as for its entirely fresh approach to internal structural organisation.

The design was heavily influenced by the principles of Gothic construction (Fig. 1.25) with features such as: the dematerialisation of the skin; the light and the colour of the polychromatic windows; vertical development and the austerity and substantiality of the fixed structure. Its innovative nature is seen in the dimension of the structural sections, the extended spans and the vertical extension of the columns. The dimensions of this structure could only be achieved with a technique that ensured an interrupted line between the abutment and the architrave (a trilitic construction), or through a new design approach; a framework that theoretically ensured non-deformability of the column-beam joint. The age old problem of the elimination of thrust in ashlar constructions was as such resolved; the arch being transformed into a curved beam.

Chapter 2

The arch and the curved beam

Leonardo's reflections on the concept of the arch as "*a single strength born from two weaknesses*" highlight the theoretical principal that determines the structural behaviour of an arch (R. Marcolongo, *Studi Vinciani*, VII, p.237, Napoli, 1937).

By the term arch, we mean a curved construction shape, with various height and span ratios, made up of parts - ashlar - that are self supporting due to mutual contrast when subjected to their own weight and when additional forces are exerted on the extrados (Fig. 2.1). According to this definition, the primary form of a standard arch is that of two curved solids, with equal curvature radius and length, that are self supporting through mutual contrast. Given the absence of friction between the surfaces of the two solids and complete complanarity between surfaces, mutual contrast can be represented as a force that acts at right angles and in a horizontal direction (Fig. 2.2).

In eliminating one of the two parts, a counterbalancing reaction at least equal to that which is destabilising ("thrust") must occur to guarantee equilibrium of the solid to horizontal translation. In this formulation the geometry of the structure (and not the nature of the construction material), is the only factor taken into account. Impact on the arch imposts and overall structural stability, are not related to the shape of component parts. For example, the same conditions apply in the case of straight sections laid with flat surfaces alternating between those at right angles, as do in the case of inclined pitch jugged roofing (Figg. 2.3/2.4).

As such in the theoretical case of the absence of friction, the system is not balanced as it is made up of two undercarriages and a beam, with a certain degree of weakness and a central point of rotation. To achieve greater stability at least one of the constraints must be transformed from a simple support to a hinge.

From this analysis we come to understand the essential difference between an ashlar arch and a curved beam; one is able to withstand only basic force and the other can "absorb" tensile stress.

The start of the 17th Century saw the beginning of a period of extensive research into the behaviour of the ashlar arch to determine optimal structural size. The work of Philippe de La Hire, *Traité de la coupe des pierres* (1687) and *Traité de mécanique* (1695), offered the first analysis of break down in arches and ashlar vaults and presented relative sizing criteria (Fig. 2.5).

La Hire's analyses were primarily concerned with observation of the phenomenon, and offered a description of its effects as mathematical method at that time was unable to provide a rational explanation of structural behaviour and models for the calculation of force. An important contribution would subsequently be offered by the research of Giovanni Poleni, the physicist-mathematician, who collaborated with the architect Luigi Vanvitelli in the restoration of Saint Peter's dome (Figg. 2.6/2.7/2.8). Poleni introduced an entirely new approach in his explanation of the appear-

ance of cracks in the dome and in his restoration plans with his use of the catenary, a shape that recreated the inverse of the workings of an ashlar arch (Fig. 2.9).

His reasoning was simple and based on analogous criteria. An arch is a structure that supports itself by mutual contrast of the ashlars that are therefore subjected to compression only. The catenary is however the shape that a cable made up of rings (or spheres) naturally takes on when subjected to the force of its own weight. Given the absence of friction between the component parts (rings or spheres), this curve is the ideal shape for a structure subjected only to traction. Applying reverse logic, if one can directly equate the number and weight between the ashlars of the arch and the relative rings or spheres of the catenary, it is possible to determine through simple graphic superimposition (given a certain span, arch extension and constant external conditions), the ideal curve for an arch subjected to compression only (Fig. 2.10).

The catenary inverted, becomes the geometric centre of force (line of pressure), or rather the line joining the points in which compression is concentrated between the ashlars. Equilibrium is guaranteed only if the line of force is within the structural section of the arch (the optimal position being within the third mean of the section). If this is not the case the resultant structure will be subjected to friction that can cause instability and create fissures or hinges of detachment. La Hire considered the formation of three hinges, or rather three points of tensional stress as the critical limit prior to kinetic break down (Fig. 2.11/2.12/2.13/2.14/2.15/2.16).

The pressure curve can be calculated with analytical or static-graphical methods. The most noteworthy of these was presented by E. Méry in the first half of the 1800's. In his calculations stability was determined in the first instance by geometric considerations, with the characteristics of the material of secondary interest only, given that they met the basic proviso of resistance to compression.

This approach is the basis of current verification standards for masonry arches, that after a long period in which methods based on the theory of elasticity were preferred, have resurrected Jacques Heyman's formulations and his calculations of break down based on *limit analysis*. The scenario is somewhat different for structural sections made up of monolithic curves, or sections made up of a single piece, with which we associate the term *curved beam* (Fig. 2.17/2.18/2.19). The imposed limitation for ashlar arches of exposure to compression only does not necessarily need to be respected as stability to traction is ensured via the structure of the section and its physical-mechanical characteristics.

Moving on from analysis of stability in an ashlar arch, research then focused on the calculation of structural deformation relative to force. The *force-deformation* relationship is the basis of the theory of the mechanics of solids, with the first significant contribution in this field offered by Louis Navier with his mathematical calculation of the *theory of elasticity* (1821).

This theory was used by Perret in his design for The Church of Notre – Dame of the Consolation (Le Raincy), with its arrangement of variously sized curved beam sections that followed the lines of force generated by bending stress. The delicate balance of the structural sections is achieved by exploiting the mutual qualities of steel and concrete - a composite material with resistance to both friction and compression, with a design that was unrestricted by conformity to lines of pressure.

Chapter 3

Domes and thin-shell structures

An analogous aim that of the quest for structural continuity can be traced back to before the invention of cement conglomerate and the scientific calculations that enabled its formulation.

The *Mausoleo di Teodorico* dome in Ravenna (6th century) is a case in point. It is an exemplary work in terms of its thorough application of the principles of stone construction, resulting in an architecturally simplistic but highly expressive structure (Fig. 3.1/3.2).

The dome is made up of a large stone monolith of around 10 metres (plan view), a depth of 1 metre and weight of around 300 tonnes. It has a somewhat sagged shape, as its supporting masonry does not have buttresses or reinforcements to restrain thrust. The monolithic dome symbolizes the much sought-after expression of the quest for structural optimization. In the most part the masonry achieves an uninterrupted line and it is able to contain the tension forces at least along the wall ring.

The dome also has twelve pinnacles - or rather masses on the extrados, that increase weight force and decrease the impact of horizontal thrust, decreasing the vertical angle of inclination. This solution was widely employed in gothic construction in combination with the use of discharging arches that direct the course of the isostatic lines of compression. The ogival shape of the arches conforms to the shape of a catenary (slightly different from that of the parabola), to reduce the impact of thrust and to achieve dematerialisation of space with a reduction in the overall dimensioning of the abutments (Fig. 3.3/3.4/3.5/3.6/3.7).

The gothic builders used three main structures: the ogival arch; the flying buttress and the spire, to achieve their aims of vertical extension, structural optimization and dematerialisation of space. The resultant gothic structure was the ultimate architectural expression of an approach that focused on reduction in structural mass and marked a complete split from theories of masonry architecture that had dominated from the Roman period onwards (Fig. 3.8/3.9/3.10).

In the Roman arch thrust was generally contained by increasing the abutment size - that became buttresses, to maintain stability in the structure (Fig. 3.11/3.12). The technique of casting in reinforced concrete (*caementum romano*), was also used to reduce the impact of thrust. In theory this technique turned the structure into a monolithic form which could absorb stress generated by bending force (within the limits of the construction material).

The Pantheon (Fig. 3.13/3.14), a spheroid dome of 43 metres in diameter, is one of the most noteworthy examples of the possibilities for large scale design resulting from precise balance of structural mass. The dome is made up of a series of rings that extend along the parallel, with an ever increasing reduction in weight to reduce total stress on the underlying structure. The rings are around 7 metres thick and are made up of discharging arches, buttresses and brick walls, all designed to combat the destabilising force of thrust and to lessen the impact of gravity.

The hypogean space of the ogival dome of the *Tholos tomb* at Atreus in Mycenae (Fig. 3.15/3.16) is on the other hand achieved through superimposition of rows of horizontal ashlar that overhang the underlying course (to a depth of $\frac{2}{3}$ of the ashlar). In this construction typology (known as *false vaults*), the dilemma of the calculation of thrust and the relative size of the abutments is avoided as theoretically the structure is only affected by weight (vertical force) (Fig. 3.19/3.20/3.21/3.22/3.23).

In Mesopotamia and along the Nile we see examples of the use of inclined arches, an alternative approach to the problem of thrust. Courses are arranged over inclined surfaces that are developed from a supporting structure, generally in the form of a gable wall (Fig. 3.17/3.18).

The tabicada technique is, however, acknowledged as the most elegant and breath-taking masonry method used for the construction of vaulted structures and domes. Developed during the 1800's in Catalonia, it was first used in the 15th Century.

The primary features of this technique are: structural sections of reduced depth (on average 10cm) made up of at least three layers of tiles layered flat and anchored with fast setting cement or plaster for the first layer and cement for the other layers; potential construction without ribs through the use of fast setting cement in the first layer; quick construction and overall lightness. In addition, the contour of vaults and domes built with this method do not easily follow the pressure curves because of their thin-shelled structure and as such are able to absorb tension forces of traction of a significant nature.

A prime example of this technique is the dome of *St John the Devine* in New York, built in only three months by Rafael Guastavino Jr (1908). It is 40 metres in diameter with a structural depth varying from three courses at the summit (of around 12cm), to six courses at the imposts (of around 20cm), with a depth-breadth ratio of around $\frac{1}{200}$ (Fig. 3.24/3.25/3.26/3.27).

The structure is highly unique within the category of thin-shelled double curved structures with the curved shells functioning as types of membranes to forces of compression, traction and shearing. The layered construction plays an important, if not exclusive, part in reducing the impact of tensile stress that develop along the underside of the dome. An understanding of the basic characteristics of thin-shelled structures can further our understanding of this mechanism.

The dome can be geometrically defined as a synclastic surface that cannot be developed; its curved surfaces whilst they vary in radius always remain concave. A curved surface can be developed if it can be transferred onto a plain without variations in shape and without deforming its basic structure (Fig. 3.28). This shape can be contrasted to that of a cylindrical vault, which can be likened to an arch transferred along the generatrix. If one considers that a hemispheric surface is made up of uniform grid of meridians and parallels, when subjected to asymmetrical load, this grid encircles the structure, acting to counteract radial deformation and absorbing traction stress that can "open" the dome.

The inversion of compression into traction is seen in the floor that dissects the cupola at an angle of 52° relative to the vertical, with the parallels of the underside restraining traction (described in W.J.M. Rankine's research, 1858). Given constant force throughout the depth of the structure, an anticipated condition given the absence of bending force, and excluding conditions of restraint that can cause additional tension through containment of possible distortion (for example in the base joint), it appears that absorption is improved through extra layers on the stressed surface. That is, in addition to traction resistance offered by the butt joints (of lesser importance), resistance is also increased through the adhesion of the binder/brick over the entire surface.

Tests conducted by Guastavino show that this approach offers a significant contribution to stress resistance (around $20\text{kg}/\text{cm}^3$). With respect to shearing action the layered arrangement with staggered joints exploits the tangential forces that develop on the binder/brick interface and that reduce slippage at the base of the structure. One can metaphorically compare this concept to the pages of a book that are able to freely slide one over the other due to lack of adhesion. Resistance to shearing from bending is increased through the insertion of a brace or through adhesion of the

pages (Fig. 3.29). This is a figurative representation and in itself does not offer quantitative proof that these types of structures acquire stability through *cohesiveness*. It is used to explain how an apparatus of various layers can, in certain cases, improve the resistance of the structure.

Shape and the mechanical characteristics of the material are the two essential factors that provide resistance and rigidity in thin-shelled structures. Both of these cannot easily be applied to traditional masonry domes, which have increased depth relative to span, and little resistance to traction for shape (Fig. 3.30/3.31/3.32/3.33/3.34). In the entire panorama of masonry construction the *cupola tabicada* is the only example of the effective application of the membrane theory. The New York dome is exceptional in the history of ashlar vaulted structures in terms of both its depth and its span.

It is only with the advent of the reinforced concrete casting, first used in Max Berg's Jarhunderhalle dome (1913) with a span of 65 metres, that experimentation into the use of curved laminated surfaces really took off (Fig. 3.35). Over the 1950's and 1960's we see the realisation of some amazing structures by Pieluigi Nervi, Edoardo Torija, and Felix Candela (Fig. 3.36/3.37/3.38/3.39/3.40/3.41/3.42/3.43). However, these innovations belong to the field of continuum mechanics, a highly specific field both in terms of its nature and conception.

Chapter 4

Stability, strength, rigidity

If architecture is imperfect this is because its practitioners relied on a single source ...they did not believe that the sciences could shed reciprocal light on each other, and believed that mathematics was the only appropriate tool of analysis. They soon became aware that there was a basic problem in their approach. As they were little versed in Mechanics or Algebra, the only sciences that could really offer what was needed, it is not surprising that they did not turn to these fields. They were forced to apply certain methods, that to tell the truth, soon let them down. Having not been economical with material, their work was soon found to be wanting in stability.

These are the words of Forest de Belidor, cited in the pages of *Le Scienze des ingegnears* (1729), the first work that deals with the science of engineering. They directly challenge the rules of proportion and structural dimensioning associated with the Vitruvian approach, considered as lacking in scientific credibility and consequently unable to guarantee structural stability. As Belidor states, stability was achieved only through excessive and unjustifiable use of material (Fig. 4.1).

In reality, the mathematical means available at the time were ill matched to the needs of scientific thinking. For example, in tests of arch stability as referred to above, Belidor could at end of the 17th century choose between two possible methods derived from two different fields of research. These were: simple algebraic equations that calculated the equilibrium of levers, based on geometric reasoning, mathematical theory and the work of the astronomer Phillipe de La Hire; or differential equations of the equilibrium of cables that according to Giacomo Bernulli theoretically simulated the behaviour of the arch. Belidor's preference for the first method was due to the problematic application of complex mathematical formulations to commonplace construction scenarios.

The breakaway from a purely intellectual approach that focused on causes – the Galilean approach of “knowledge before action” – would at first take place in the field of architecture, as dogma entrenched from the time of the Renaissance and based on geometrical and figurative rules was significantly challenged.

In particular, the questions raised by Belidor as to structural over-dimensioning, highlighted the need for “economic” and “utilitarian” criteria in the evaluation of design solutions. On the other hand, the importance that Belidor placed on scientific research as an indispensable planning instrument – without which architecture was considered entirely vulnerable – was perhaps somewhat exaggerated.

Prior to the marriage of “reason” and “technique”, “theory” and “practice”, invoked by Belidor and that was to gradually take effect over the next century, the world of architecture had already witnessed glorious periods when the dogmatic notions of “art as technique” and the rigid rules of art were influenced by the concept of “*firmitas vitruviana*”.

A scientific theory, by its very nature, offers explanations as to causes that generate physical phenomenon. It obviously cannot study phenomenon that have as yet to be manifested. In the field of architecture, the *Science of Construction*, as derived from a branch of Mechanical Science, was formalised after the act of construction, that is as an epilogue to explain structural behaviour (Fig. 4.2).

The simplicity and obviousness of this observation highlights an important feature of pre-modern construction. Pre-modern construction culture has been historically based on *close and rational awareness of effects* and not of causes. It was founded on practical experience and represented the expression of empirical knowledge derived from reality, a complete fusion of theory and practice. It is on the basis of this union that the *art of construction* was consolidated, with its principles and rules that if at times somewhat lacking in scientific legitimacy continues to remain valid after years of historical consolidation (Fig. 4.3/4.4).

The *rational awareness of effects* was in fact the only instrument that pre-modern builders had at their disposition in attempting to remedy structural damage. Solutions were created through the translation of practical experience into construction rules. An exemplary example of this approach is the Tindari architrave (Fig. 4.5/4.6), built in a small Syracuse colony founded in the IV century B.C. and abandoned in the 1st century A.D. It was commented upon by Di Pasquale in his essay *Arte del Costruire* (Marsilio, 1996), as follows:

[...] Amongst the ruins it shines out for its intelligence and wisdom of construction. It rests on two lateral walls and is constructed from three blocks of stone, two of which are trapezium shaped, the central one being wedged shaped. The construction takes the geometric form of a prismatic beam. Its construction in three sections completely modifies its structural behaviour. [...] The simple description offered by the brick builders echoed the words of Vitruvio: the architrave made of a single block would certainly have shattered once constructed, as the stone is not very resistant and because small cracks in the supports cannot be eliminated. As these cracks can be both strange and ugly to see, pre-designed cracks are manufactured within the single block that creates a more pleasing aesthetic effect.

The ancient builders obviously knew nothing of the equation of equilibrium, or of imaginary lines of force to which a structure could exhibit resistance. Observation and experience led them to understand that a monolithic beam, a solid and non-deformable structure, would behave differently if divided into sections. The beam would then behave as a “mechanism”, an interacting system made up of flexible segments each with degrees of freedom.

The fracturing of the architrave and the practical, non-theoretical knowledge created by this event led to a construction remedy, the conscious creation of fissures that then eliminated other consequences. The artificially produced cracks were created through the application of simple logic in which a conceptual distinction between the concepts of stability and resistance was irrelevant. Action rather than the application of knowledge contributed to a solution to this problem.

In a trilitic system when weight is the only relevant force, the stability and resistance of a structure is in fact guaranteed if the beam can resist its own weight force. If the beam fractures through lack of resistance, a process is initiated that can de-stabilise the entire structure through thrust generated by the kinetic mechanism. The architrave ceases to function structurally as a beam and behaves as an arch exerting pressure onto its supports (Fig. 4.7/4.8).

In this way, a trilitic system can be invalidated by poor resistance and by instability. The system is unstable if, for example, it is subjected to horizontal forces (seismic force), or if it is not sufficiently resistant. It is stable if the beam is resistant and subjected to vertical force only.

The entire history of pre-modern construction can be viewed in a similar light. For example, in the field of masonry construction, we can see how problems of *stability* and *resistance* are addressed and resolved through the application of fundamental rules as dictated by experience along with the use of appropriate corrective apparatus used for the construction of structures with *monolithic transversality*.

In the long history of construction that spans from the construction of simple structures and the assembling of roughly sketched out lapidary sections to the construction of more complex forms in which mortar is first used as a binder, we witness the evolution of design approaches focused on *stability* to those that found in monolithicity the answer to the quest for more complex *resistance* solutions. For example, the curved extra dorsal line of the Mycenae architrave that supports the monolith of the two lion's gate is the concrete expression of the level of acquired knowledge at that time (Fig. 4.9/4.10/4.11/4.12). The builders increased strength in the structure through a thickening of the middle section in which they instinctively felt that forces generated by bending stress were concentrated.

The decision to shape the sculptured block into a triangle that follows the line of separation of isostatic forces of compression that cut a structure with the creation of an opening was also made on this basis. The architrave supports the upper masonry section roughly contained within an equilateral triangle that represents the separation wedge caused by traction in the ashlar joints. The approach adopted in this structure continues to influence the calculations used for modern architrave construction and the creation of openings in supporting walls.

Above and beyond general evolutionary theories, the evolution of construction culture can be seen as a hierarchical progression of knowledge, progressing from the initial discovery that stability results from a certain geometrical configuration of masonry improved with the use of construction apparatus with staggered joints, through to research into the most effective assemblage of stonework and into the mechanical characteristics of binders (from the most ancient and basic earth mortars to those of lime and pozzolana).

In Roman architecture for example, the progressive refinement in construction approaches from *opus silicium* to *opus quadratum* and finally to *opera isodoma*, is a direct result of evolution in technical knowledge derived from research into remedial action for structural optimisation and knowledge gained through experience. For example the use of variously arranged bondstones and orthostats was found to provide *stability* and *resistance* and at the same time evolved as a theoretical principle of "good construction" (Fig. 4.13/4.14/4.15).

The concepts of rigidity and its opposite deformation, should however be seen in a somewhat different light. The importance assigned to this value was strictly determined by the mathematical equation for indeterminate structures. For example, the constraining reaction of a rod of length l , supported at the extremities and subjected to a distributed force q , is easily calculated with equations of equilibrium applied to vertical transference and to rotation (Fig. 4.16). The two forces X_1 and X_2 are equal and equivalent to $ql/2$. However, if an intermediate bearing point is added (without affecting the rod that always maintains three degrees of freedom), the solution to the problem is indeterminate as is not possible to calculate with equations of equilibrium only the weight ratio ql that will be unloaded onto the three constraints.

The problem is solved through the calculation of deformation at the point of exertion and subsequently the force necessary in order to nullify deformation (Fig. 4.17). To calculate deformation both the mechanical characteristics of the material and the geometry of the resistant section, (as represented by elasticity E and by the moment of inertia J), must be taken into account. The first is the result of the physical-mechanical characteristics of the material relative to a given force and the second is dependent on the geometry of the section.

Given certain fundamental assumptions with respect to the quality of material – homogeneous, isotropic and exhibiting a lineal force-deformation relationship – from the definition of elasticity and rigidity of the section in an inert state, we can determine the degree of force over every section and consequently we can verify resistance with respect to admissible levels of stress.

All of the above pertains to scientific research that occurred a century after the words of Belidor, when technological progress in iron construction and the use of reinforced concrete framework demanded the definition of specific scientific protocols and universal theories for the implementation of common regulations.

Chapter 5

Inflexed structures

Galileo's design of a wooden beam embedded in a wall to support a mass at the end, commonly referred to as "the problem of Galileo", was an important turning point in the development of knowledge in structural mechanics (Fig. 5.1).

Galileo's speculations were designed to offer an analytical explanation of the workings of the bracket. That is, his deliberations were aimed at developing an understanding of the principles of structural resistance and not only how, but *why*, a structure would break. Galileo's work represents a significant turning point between an approach which was concerned with the *effects of a phenomena* and one that in the proffering of an explanation and the elaboration of universal theory marked the dawn of modern science. Galileo's interpretation assumed a uniform distribution of stress at the point of bracket connection, given that equilibrium was guaranteed by equivalence between the destabilising moment generated by weight ($P \times l$) and that produced by the limit of normal force N_{lim} (at right angles to the base of the wall), multiplied by the distance of the point of application, or rather the distance from the rotational fulcrum (at the intrados of the beam) to the centre of the beam.

In analytical terms the calculation is $P \times l = N_{lim} \times H/2$ from which we derive $N_{lim} = 2l / H \times P$. Notwithstanding Galileo's intuition in factoring in the height of the section as a fundamental variable to resistance to bending stress, his calculation was flawed as it assumed a uniform distribution of stress on the flat surface of the section near to the joint (Fig. 5.2/5.3). The correct calculation of the flow of force for an inflexed structure (butterfly shaped) would be developed two centuries later with the development of the theory of elasticity and Bernoulli-Navier's hypothesis of flat section conservation (Fig. 5.4/5.5).

The development of this theory was the end result of various intermediate breakthroughs in knowledge. Robert Hooke's initial study into the elasticity of material (*Lectures de potentia restitativa, or of spring explaining the power of springing bodies, London 1678*), resulted in the renowned formulation, *ut tensio sic vis*: in general a proportional relationship between deformation and applied force can be identified (given that upper stress limits are not exceeded) (Fig. 5.6).

This relationship would then be formulated with the work of Bernoulli (1654-1705). He correlated elongation (ΔL) and applied force (F), to arrive at $\epsilon = \sigma/E$, where ϵ equals the unitary elongation, σ the unitary force (F/A) and E the elasticity of the material relative to applied stress.

Additional contributions were then offered by Antoine Parent (1666-1716) and by Charles Augustin Coulomb (1736-1806), who identified the existence of tangential stress in an inflexed structure and introduced the concept of neutral axis that separates traction stress (on the intrados of the beam) from compression stress (on the rest of the beam). They were the first to offer the first correct formula of equilibrium for the rotation of a beam with rectangular sections of

dimensions $B \times H$ which exhibited equal resistance to traction and to compression or rather with the neutral fibre positioned at the geometrical barycentre, we arrive at $M_r = \sigma_{\max} \times B \times H/2 \times 1/2 \times 2/3H = \sigma_{\max} BH^2/6$ (Fig. 5.7/5.8).

These studies were also the first to cite the hypothesis of flat section conservation. This stated that every longitudinal fibre of an inflexed beam is elongated or shortened during deformation so that the points of every section will come to rest on a plane. This formulation was fundamental to the development of theories elaborated over the course of the 19th century and found their most successful application in the development of reinforced concrete.

These theories would only be developed after a prolonged period of research. The work of Hooke, Navier, Cauchy, Saint-Venant and all concerned with the theory of elasticity would follow on from the fundamental hypothesis of isotropic, elastic and homogeneous material (first applied to iron but not iron-concrete, that does not have these features).

Matthias Koenen offered the initial solution in 1886 with his tests on Joseph Monier's patent leading to the publication of the first regulations for the construction of concrete structures. Koenen's work highlighted a fundamental feature of this material. As concrete has poor resistance to traction, the iron reinforcement should be positioned close to the stressed section of the structure and not at the centre as in the Monier patent, with the floor constructed to conform to the flow of force through the use of a concrete formwork (Fig. 5.9).

From this point on we can trace the origins of the contemporary use of reinforced concrete: the structure's skeleton was housed in a wooden contra form upon which the plaster (water, aggregate and cement) was poured. Koenen assumed various simplifying hypotheses to overcome the theoretical problems of calculation. In the first place he assumed that the neutral axis, for a floor made of rectangular sections, passed through the barycentre (as Parent and Bernoulli had assumed for homogenous material). For the upper section, subject to compression only, he applied Hooke's formulations (the hypothesis of flat sections and lineal distribution of tension). For the lower section, which was strengthened solely by the reinforced framework, the calculation was simplified by disregarding the traction resistance of the concrete. Koenen assumed an equal reaction to traction and compression and maintained (erroneously) that the two materials, iron and concrete would simultaneously reach breakage threshold. As such the structural sections and the area of the iron reinforcement were calculated with equations of equilibrium of transference and rotation only (the conglomerate was assigned a maximum compression resistance of 60 kg/cm³, reduced to 30 for safety reasons and the iron a value of 1000 kg/cm³, reduced to 750).

For many years this method was considered the most efficient and the easiest to apply. This was despite the fact that within the scientific community it was seriously criticised due to the excessive simplicity of its founding hypotheses.

The general climate of uncertainty that surrounded the early use of reinforced concrete is also seen in Paul Cottancin's patent (1889). He proposed the solution in which concrete was used as an infill for a metal rib of reinforcement rods each of 5mm in diameter and woven together to form a tight mesh that was sunk into the floor (Fig. 5.10). This method was used by Anatole de Baudot in the Saint-Jean de Montmatre Church (1904), the very first project for which iron-concrete casting was used for vaulted structures (Fig. 5.11).

The turning point came with Hennebique's research. It was through his work that a method still prevalently used for building reinforced or ribbed floors was adapted into a system that led to a completely new structural typology - the hypostatic frame. His patent was registered in August 1892 and progressively refined in 1897 with the moulding of reinforcement rods to correspond to force generated by bending stress (Fig. 5.12/5.13).

Hennebique's research focused on the impact of both shearing stress (already identified by Parent and Coulomb) with his insertion of clamps (*the étriers*, metal straps moulded into a U shape), and the inversion of traction stress close to the beam-pillar joint through bending of the extra dorsal edge of the longitudinal rods (Fig. 5.14/5.15).

It should also be noted that the Hennebique method was devised and promoted as a fire-proof solution (*Constructions en béton armé – Inaltérables et à l'épreuve du feu*). At the time this was a fundamental construction feature, particularly important for large workplaces that were generally built from iron and wood.

The system met with considerable success in only a few years. In 1898, just six years from the registration of the patent 5,000 projects had already been realised. This success was based not only on excellent organisation of the company (Hennebique was the owner and made full use of patent rights), but also on the simplicity of its formulations. The patent was exclusively owned by the company that carefully guarded its secrets for many years. The method assumed that stress produced during bending moments would be equally absorbed by the concrete (with the compression force on the extra dorsal section) and by the iron (subject to traction), with the division of the section as determined by the neutral beam that could be variously positioned (not only along the barycentre – as per Koenen's theory) (Fig. 5.16).

The limit of this approach is prescribed by the simple consideration that the equivalence of moments for the neutral axis resulting from traction and compression leads to rotational equilibrium but not horizontal transference. The different extension of the arm of the two moments – the points of application of force are variably distant from the neutral beam – necessarily results in different force value. This incongruity was jointly addressed by Edmond Coignet and Napoléon Tédesco in a paper presented to the Civil Engineering Society of Paris in 1894. In this paper the concept of “equivalent sections” was introduced for the first time, that is, the enlargement of the iron area so that theoretically the section was homogeneous, as if it was made only of concrete (Fig. 5.17). Research from this point was focused on the determination of an appropriate coefficient (generally identified as “m” or “n”), calculated based on the hypothesis of flat section conservation even for the stressed section and equal deformation of concrete and iron. The research concluded that this coefficient was equal to the relationship between the unit of elasticity of the two materials, calculated as between 10 and 15. The imprecise calculation of this value was due to difficulties in ensuring perfect homogeneity in the composition of concretes and in the way they aged.

Notwithstanding the uncertainties and the incongruities highlighted by detractors of the Coignet-Tédesco theory, this method was the one primarily used in practice and referred to in university teaching because of its simplicity and its perceived safety (experimental tests revealed deviation between theoretical and real deformation values). This method co-existed alongside other explanations of the complex behaviour of iron-concrete sections, with Armand Considère's work of particular note. In 1899 he highlighted the “plastic” behaviour of concrete, its stretching capacity when subjected to traction beyond pre-defined limits of tension and the additional contribution that it could make to resistance. Considère's insights were the starting point for future developments in methods of calculation based on the elastic deformation of material at the limits of stress and that are now prescribed in regulations that attempt to readdress the inconsistencies and approximations in the description of the behaviour of iron-concrete structures offered by the theory of elasticity alone.

An additional contribution to the theory of the formulation of reinforced concrete was made by Emil Mörsch in the early 1900's. Mörsch proposed the use of iron bent and hooked at the ends as an ideal device both for inversion of moments at the built-in end and for shearing force on the joints. He introduced the concept of “framework of ideal resistance” as a criterion to define space between the clamps represented in a reticular structure in which the clamps were the taught struts and the diagonals were the struts compressed in concrete (Fig. 5.18).

It was within this context of an ever-increasing union between theory, technical and operational requirements that reinforced concrete would come to be increasingly used in Europe throughout the 1920's and 1930's as the preferred material for large scale engineering projects and innovative works of architectural expression.

Chapter 6

Structure and construction

In the field of construction engineering, the term structure is understood to mean the part of the construction designed to guarantee overall stability. In a more general sense and in other disciplines it has other meanings. For example, it is used to describe the systematic organization of elements into a single unit governed by rules that define reciprocal relationships (as for example in terms of linguistic structure).

Structure is derived from the Latin *structūra*, from *strūctus*, the past participle of *strūere*, to construct. The two words, *structure and construction*, thus have a common root, a common derivation.

In the field of masonry construction these terms were first differentiated by Viollet le Duc (1814-1870), the French architect and theoretician, renowned for his work in the field of conservation and the restoration of historical buildings (1814-1870).

In *Entretiens sur l'Architecture 1872*, he compares Roman and Gothic constructions and draws the distinction between sections designed to serve static functions and those that exist solely to fill space (active and inert sections). He examined the Constantine Basilica (Fig. 6.1/6.2) and concluded:

if we strip this structure of all that is superfluous to its absolute stability, we can [...] reduce the internal columns to vertical support (H), open up additional spaces (K), do away with its huge dimensions and build a flying buttress (L) where the forces of thrust act on the cross struts, bringing this to bare on the buttress (M). *C'est la structure vraie*: this is the real structure.

(E. E. Viollet le Duc, *Entretiens sur l'Architecture*, VII conversazione, 1872, p. 267).

These claims have no scientific foundation; they are not proof of a theory. The cultural background and the technical training of Viollet le Duc were essentially the same as that of the medieval builders. He knew very little about funicular polygons and force. His conclusions were intuitional, more conjectural than analytical.

Le Duc states in his Dictionnaire:

[...] It is likely that the early gothic architects had very simple rules that they applied to recurring situations; but it is certain that when confronted with problems they trusted their own judgement [...] it appears as if, having defined pressure curves for arches, they did their best to concentrate the resistant material in these sections, transferring force from the summit of the vault to its base. They considered all beyond this as superfluous, to be done away with [...] we wish to be universally understood and therefore we turn to examples rather than theoretical definitions. For a semi-circular Roman vault with a defined pressure curve, if the

wall supporting the vault has a certain height, its depth must be such that the resultant force falls at a certain point at the base representing the reactant section. What use is there to that which remains?

(E. E. Viollet le Duc, *Dictionnaire raisonné de l'architecture française du X^e au XV^e siècle*, Paris, s.d. (1854-69), Vol. I, p. 64)

The most important theoretical contribution made by le Duc is in the insight that he offered to the central problem of the theory of structure. That is, the optimal structural solution is achieved when the resistant material is concentrated around the section in which lines of force interact and are transmitted to the ground. The *structure* is the frame for the lines of force, the *masonry skeleton* the manifestation of this force and the *construction* is all that remains (Fig. 6.3).

This analysis in all its simplicity is fundamental to the description and understanding of the behaviour of masonry constructions.

For example, if we consider a wall bay that is subjected to a horizontal force at right angles, its structural response in terms of stability and rigidity will be notably inferior compared to the situation in which force is directed in the opposite direction, onto the surface of the masonry itself (Figg. 6.4/6.5/6.6).

Returning to Le Corbusier's maison Dom-ino, we see that a steel or reinforced concrete frame when stripped of internal sections (dividers and infilling), reveals the resilient framework – the *structural skeleton*. This skeleton serves all the static functions of the structure, it supports the weight of the construction and it is able to withstand additional spontaneous force such as seismic and wind forces. Its shape is defined in the project phase to adapt to all types of foreseeable stress.

On the other hand, in stonework construction, the resilient skeleton, the *structure*, is never fixed but is determined by the type of force to which it is subjected.

In masonry construction, the structure is hidden and forms only one part of the construction. The distinction between resistant and inert sections is essential to an understanding and analysis of the phenomenon of fissures in masonry constructions that can arise when the structure is subjected to external forces. The “resistant sections” when are deformed in a different way to adjacent sections, generating lines of detachment between adjoining sections.

This behaviour is significantly different to that referred to by the theory of elasticity (Hooke's law) which directly equates stress and deformation regardless of the degree of this force. The standard materials (Fig. 6.7) to which this theory was applied were distinctive in that

[...] if one takes any section and subjects it to a system of forces in equilibrium – for example two equal and opposing forces acting along the line that joins any two of their particles – all of the other particles will be subjected to a state of force, varying from particle to particle. The classic dilemma of the theory of elasticity is the calculation of these forces, or internal stresses. They are defined, given that in no one point is Hooke's limits of validity exceeded, by differential equations, partially or completely impossible to calculate in the majority of cases.

(S. Di Pasquale, *L'arte di costruire*, 1996, pp. 405-406).

The principle characteristic of traditional masonry construction is that it is realised via a conglomeration or *assemblage* of simple structural elements, interconnected via a system of monolateral constraints. In this sense it is the *heterogeneity of materials used and the inherent discontinuity of the structure* that prevent the universal application of the hypotheses at the basis of theories for structures in elastic or pseudo-elastic states (Fig. 6.8/6.9).

The essential paradigm of masonry construction as an *assembly of statically determined sections*, suggests the need to apply the broadest definition of the term *structure*, referred to earlier as an inter-relationship of parts.

In this sense, *structural improvement* can be seen as a direct function of the degree of interconnection between discreet elements.

In other words, given fixed conditions, traditional masonry structure is the end result of the isostatic *assemblage* of constraining elements. The unloading systems are transmitted directly to the elements that support them and these transmit reactions to other elements that in turn provide support. In this hierarchy of inter-related and inter-connected elements (sections that are supported and in turn support other sections) we can trace the founding principles for the static conception of historical buildings.

This general concept of assemblage can in fact be applied to all of the construction elements of historical buildings – walls, floors, roofs – that are the results of the more or less complex interaction of other discrete elements – bricks, stones, beams, rafters, floor boards and tiles (Fig. 6.10).

Having recognised these basic concepts and principles, we can come to a complete understanding of the reasons for the constitutive nature and static design of historical masonry construction, and the complexity and specificity of these structures that goes beyond oversimplified models that disregard the divergence of the physical reality of constructions from their ideal representation.

Chapter 7

Mixed structures

One of the areas of weakness of historical masonry construction as far as horizontal stress (including seismic force) is its poor level of structural continuity. This impacts on the interaction of all of the interconnected constructional elements, that between the walls and the floors (from ribbed to planked), between beams and walls, and between the roofs and the summit.

For walls one of the pre-conditions of structural stability is the avoidance of base hinges that can cause over tipping. Stability in a wall bay can be improved through effective ashlar arrangement and above all through the use of *diatonies* which bind and connect external surfaces to ensure uniform reaction to force.

The importance of diatonies to the stability of a solid wall was clearly demonstrated in experimental tests conducted by The Laboratory of the Department of Structural Engineering and Geotechnics of the Architecture Faculty in Rome. These tests showed that walls with an arrangement of ashlars with diatonies alternated over each course would remain stable even when subjected to force at twice the magnitude of that leading to break down in walls with only one diatony on the summit (Figg. 7.1/7.2/7.3/7.4/7.5/7.6).

These results indicate that greater emphasis should be placed on the qualitative characteristics of masonry features in ensuring stability. That is, when force is created not only by vertical load but also by seismic stress, the thickness of the walls on their own do not necessarily guarantee stability. Attention to quality as opposed to solely section dimensioning is paramount (for example features such as the presence or absence of tie trunk ashlars).

The term *transversal monolithicity* refers to the structural features which are called to respond to horizontal force through the contribution made by the entire reactant section of the structure to avoid shifts in constituent parts.

In rubble constructions – a typology frequently seen in Italian historical centres, particularly from the medieval period onwards – two external liners contain a loose infilling that does not always offer adequate protection from the spiral of damage associated with horizontal force, with these structures exhibiting poor internal cohesion and ineffective meshing of the ashlars. Likewise, the presence of multiple layered walls without ashlars between the wainscots (in brick or in stone) is one of the main causes of instability during seismic stress, with the structure exhibiting poor reaction to the shearing force that is triggered off between the wainscots (Figg. 7.7/7.8/7.9/7.10).

Traditional construction solutions and those referred to in the manuals of the time (in particular those of the 1800's), were many and varied. One of these was the interspersation of resistant material within the masonry (Figg. 7.11/7.12).

Constructions with masonry embedded with wooden frames and arranged in a modulated grid belong in this group. The first examples of this technique are found in the Roman period (Ercolano), with other examples in many countries and construction cultures, ranging from the Middle East (Turkey), to Spain and Anglo-Saxon countries (thatch work) (Figg. 7.13/7.14/7.15/7.16).

Reinforcement or innervation with wood or iron has been used for many years to improve the *transversal monolithicity* of masonry in raised areas that are vulnerable to seismic activity. The so called “*casa baraccata*” (shanty housing), is a prime example of this technique. This was a mixed wood-masonry method used during the 17th and 18th centuries, particularly in Calabria, to improve the seismic resistance of masonry constructions (Figg. 7.17/7.18).

In 1908 the devastating Messina earthquake was an important stimulus to the development of seismic-proof buildings. Along with proposals for the use of reinforced concrete frames (Lombardo-Hennebique), many other solutions were advanced. These included the combination of stone and steel (Andreani 1909; Minelli, 1909, Foresti Giò 1909), the use of reinforced concrete-stone conglomerate (Zany, 1921), and moulded bricks to optimize meshing of the ashlar (Manfredi, 1909) (Figg. 7.19/7.20/7.21/7.22/7.23).

These innovations heralded the birth of a new approach to seismic proofing, and in Italy in particular led to the combined use of reinforced concrete and spandrel beams. Reinforcement of masonry structures of more than two floors was in fact called for in regulations from the 1920's onwards and enforced on the basis of perceived danger of a zone, with the insertion of reinforcing columns embedded near to the joints of wall bays and connected with spandrel beams to which brick-concrete floors with webbed were anchored.

Reinforced concrete framed structures were frequently used in the 1930's for infilling and to improve stability mainly because of autonomy regulations that promoted the use of nationally produced materials.

Technical culture and theory would develop in diverse ways over the next thirty years to the beginning of the Second World War and would then undergo a period of rapid transformation as required by post-war reconstruction. Over the space of a decade, throughout the 1950's, the urban environment would be completely remodelled with the proliferation of reinforced concrete structures, with light infilling progressively replacing the use of supporting masonry (Fig. 7.24). Reinforced concrete was used in an increasing variety of construction solutions as influenced both by local conditions and diverse regulatory requirements.

Recent regulatory modifications from the Ordinance of the President of the Consiglio of Ministers No 3274 (20/3/2003) and successive dispositions – Decree 21 (October 2003), up to the *Testo Unico* (14/9/2005), have focused attention on the safety of existing structures and the need for the provision of overall industry standards.

Reinforced concrete-brick constructions and those that use mono-directional reinforced concrete frames (Figg. 7.25//7.26/7.27/7.28/7.29/7.30/7.31/7.32) are often difficult to remedy due to the many varied solution adopted over the years such as: the co-existence of frames and dividing walls; the addition of reinforced concrete stories on supporting walls and the use over the 1900's of anti-seismic solutions with reinforced concrete ribs embedded in stonework or used for bracing (Figg. 7.33/7.34/7.35/7.36).

These diverse solutions should be considered against a particular historical context (synchronic analysis) and over time (diachronic). On the one hand, these solutions arose within a particular period which from the early 1900's witnessed a standardization of construction methods over large parts of the Italian continent. On the other hand, notable regional variation can be noted, both in terms of the practical application of these regulations – based on the perceived seismic risk from zone to zone – and in terms of adopted construction solutions.

As such any study aimed at further understanding of structural solutions and interventions must attentively focus on historical case studies drawn from various territorial and historical contexts. Both the *Manuali del Recupero* (Roma, Città di Catello, Palermo, Matera) and the *Codici di*

Pratica (Ortigia, Matera, Regione Marche and Umbria), reflect this approach. These works have primarily focus on construction methods and the problem of seismic improvements for traditional masonry construction, but are also of more general value as a means of understanding the construction matrix as an essential tool in the understanding of the architectural organism and its structural nature.

Chapter 8

Structural optimization

The term structural optimization refers to the design criterion that permits the uppermost exploitation of the physical-mechanical characteristics of a section coupled with the most economical use of material and the maximization of technical processes. The concept is of general value and it is ingrained in the founding principles of the science and art of construction (Fig. 8.1).

This definition is at the basis of a range of developments in steel construction that took off over the first half of the 1800's along with progress in the commercialization of industrially produced standardised components (Fig. 8.2/8.3/8.4/8.5). The principle of resource maximization is the guiding principle applied over all production phases including roughing, lamination and finishing phases with the profiles designed to respond most effectively to applied forces (Fig. 8.6/8.7/8.8). As such, an I beam (both IPE and HE) is the optimal shape for a metal beam subjected to bending and shearing forces. As previously stated the rigidity of a structure is the expression of the moment of inertia and its value is directly proportional to the square distance from the barycentre of the mass from the neutral axis. Steel has identical resistance to traction and to compression and at the same time reacts in an "elastic" way with deformation directly proportional to force (Fig. 8.9).

Consequently for a beam that is embedded at both ends, the relative distance between the wings, that are subjected to both compression and traction, determine the couple's arm (the resistance moment) and is the principal parameter to act upon to optimize structural form. In theory, an ideal section made up of two independent masses each equal to half of the area of a rectangular beam and arranged with the barycentre resting at a distance equal to the height of the section of the beam itself, increases resistance up to three times that for an homogeneous section. The core of the I beam brings physical and constructive unity to the section, connecting the two wings and responds to shearing forces caused by slippage between the two wings (Fig. 8.10/8.11).

Box or tubular shaped hollow structures reduce the weight of the section weight and are an optimal solution to the forces of compression-traction and torsion (similar to the general hydrodynamic formula of force flow of a continuous section as described by R. Bredt, 1896) (Fig. 8.12).

Similarly stainless steel laminated columns with cross shaped sections were used by Mies van der Rohe in the Tugendhat house, and allowed for greater freedom in the organization of internal space and optimal structural response to compression and bending forces on the X and Y axes (Fig. 8.13/8.14/8.15).

Reticular beams are an optimal solution for steel beams subject to bending force for structures with extensive spans, with overall weight reduced by an increase in height of the section.

Theoretically the reticular beams are made up of bridles and bracing members subjected to traction and compression only (and therefore with reduced inertia), connected with hinged constraints (in order to eliminate bending moments on the axes). As such, force must be centred on

the joints that must also be the geometric centres of the axes to prevent the generation of eccentric bending moments (Figg. 8.16/8.17/8.18/8.19/8.20/8.21/8.22/8.23/8.24).

In reality, the term reticular beam also includes structural forms that do not comply with the above and that require the placement of reinforcement gussets near to the joints (that then become semi-joints), generating bending movements on the axes.

Optimal exploitation of material is also seen in the use of folded metal sheets for steel flooring. The folding of the sheet, of around 10 millimetres in thickness, increases the moment of inertia of the section (with an increase in height) and allows for the realisation of structural forms with improved flexural rigidity (rigidity for shape) (Figg. 8.25/8.26/8.27/8.28/8.29).

The use of a reinforced concrete layer in flooring (greater than 4 cm in depth and with an embedded electro-welded mesh), can create an ideal ribbed shape to withstand combined traction-compression forces in the centre and near to the anchors of the border beams (Figg. 8.30/8.31).

Beams with variable sections, both in steel and reinforced concrete also offer an optimal structural solution (Figg. 8.34/8.35/8.36/8.37). The structural sections with low and flexible foundation plinths and grade beams are based on the cantilever truss (Fig. 8.32). In the theoretical case of force centred on the barycentre of the plinth, gravity acts on the structure from the bottom towards the top (given uniform force distribution), creating, as for the console but in a opposite direction, shearing and bending force on the two wings of the plinth. As a consequence the stretched fibres are located on the underside of the plinth (where an electro-welded mesh must be positioned). Rolled iron is used for shearing stress and a metal cage which locks on four sides of the pyramid trunk unifies the structure and aids construction.

For graded beams, the course of the moments is the inverse to that for elevated beams and as such reinforcement rods are placed to follow the flow of tensional forces (Fig. 8.33).

The progressive use of reinforced concrete from its original use on the Monier floor, into the early decades of the 1900's and up until its use on large scale projects in the 1940's and 1950's (Nervi, Torroja, Candela), has been marked by a constant quest for structural optimization to fully exploit the mechanical characteristics of the material.

In Italy, the beam and block floor, or rather the use of brick cables between the floor ribs (hollow blocks), was increasingly used from the 1900's onwards as an alternative to iron beams (with the subsequent innovation of the so called "*volterrane*") (Figg. 8.38/8.39). The advantages of this method were numerous and included: cost saving and re-utilization of formwork; rapidity of execution; lightness; improved sound proofing and a flat easily plastered intrados (Fig. 8.40).

The first patent was advanced by Sigismondo Ghilardi (May 1902) and many others followed; Luling-Bolinger, Milano, 1902; Volpe Manfredini, Milano, 1906; Frascardi-Calvino, Genova, 1907; Frazzi, Cremona, 1908, up until the most renowned Miozzo-Salerni version, Venezia-Padova, 1912 (Figg. 8.41/8.42/8.43).

The 1920's also witnessed considerable experimentation into the combination of brick and reinforced concrete, with the Berra floor (with strong triangular hollow blocks) and the use of webbed ribs (starting with the Duplex – Danusso method). Other than conforming to seismic regulations these behaved like fixed plates supported on four sides, with the advantage of smaller resistant sections (as the centre moment is not $1/12 ql^2$ as in the case of free beam fixed at either end but $1/30 ql^2$ due to the co-participation of the beams in the two directions) (Figg. 8.44/8.45/8.46/8.47/8.48).

In Italy the concrete-brick floor made up of reinforced brick blocks or in most cases of pre-fabricated beams, was used extensively following new regulations in 1932. These did not require an extra dorsal floor laid during construction as prescribed in a 1927 regulation (minimum depth of 5 cm).

Against the context of restrictions on the use of iron imposed by domestic market protection laws the primary objectives of weight and cost reduction were met with this method. The SAP (*Solaio ad Alta portata*, High Capacity Floor) and the STIMIP floors (laid during construction) (Figg. 8.49/8.50), were marketed by Rizzi, Donelli and Breviglieri of Piacenza. Following approval

by the Ministry of Public Works in January 1936, they were increasingly used over the following decades (SAPAL floor, IMER, Bisap, Cirex, Listex, esseri, Kerasol, Keramos) and paved the way for the use of pre-fabricated beams in metal lattice work and installed moulded floors that are still widely used today (Omnia Bausta) (Figg. 8.51/8.52/8.53).

One method of structural optimization that does not focus on sectional shape but rather on the mechanical behaviour of the building material is that in which structures (the reinforced concrete beams) are pre-stressed. This method was devised by Eugène Freyssinet in France (1928) and subsequently elaborated by Franz Dishinger in Germany (1928-34) and by Gustavo Colonnetti in Italy (1939) (Fig. 8.54).

The method was based on the simple assumption that optimal functioning in a steel-concrete structure, in the separation of traction resistant and compression resistant material, is dependent in the first instance on the degree of adhesion between the two materials. Adhesion is only partial as the concrete is unable to withstand tensile stress that are generated by the lengthening of the reinforced concrete rods.

The use of high resistance steel is as such limited by its inability to increase notably traction resistance of concrete conglomerates, unless it is previously subjected to mechanical procedures that generate induced states of stress. The effective collaboration of the two materials is achieved via the pre-stressing of steel cables, locked onto opposing surfaces of the beam with grips that induce compression on the concrete and consequently a degree of unitary shrinkage ϵ_c . This procedure leads to increased traction resistance through the superimposition of effects. In other words, due to the unitary shrinkage ϵ_c of the concrete, the relative lengthening ϵ_s of the steel cable will tend to gradually decrease with the reduction of the initial tension reaching equilibrium between the compression of the concrete and the reduced traction of the steel. When the beam is subjected to bending stress (according to pre-defined maximum values), force is generated and superimposed onto that pre-existent in the two materials relative to the condition of equilibrium that had been previously reached. If these values are as calculated, a theoretical decompression in the concrete and a degree of traction in the steel is generated equal to that estimated before pre-stressing (Figg. 8.55/8.56/8.57).

Pre-stressing methods can be divided into those that use *pre-tensioned adhesive cables* (used for small floor beams for example, Varese, CELERSAP and SCAC) and those that use *post-stressed sliding cables*. In the first group stress is transferred via the simple adherence of steel and concrete. In the second group sheaths in which the cables can slide and head grips are used for beams with increased bearing ratios and for larger structures (bridges, large roofs, etc).

Riccardo Morandi was an important figure in the second field after the first patent in 1944 (pre-stressing of cables was via the application of low voltage electrical current). This was followed by some amazing infrastructural work in Italy from the 1940's -1960's, such as the guyed bridges on the Polvechera in Genoa (1960-67) and the cove of the Tevere in Rome (1963-67). These works surpassed all previous limits and used on spans in excess of 100 metres (Figg. 8.58/8.59/8.60/8.61/8.62/8.63/8.64/8.65).

Chapter 9

Structural improvement

Assemblage is a fundamental principle in terms of the *stability* of the masonry structure and in terms of its *maintainability* – as laid down in current regulations which evaluate the life cycle of a building – and its *reversibility*. All three form part of a construction approach that is centred on techniques of connection between structural elements designed for ease of disassembly, separation of component parts and the recycling of products and base materials.

In this respect the use of steel and metal alloys mixed into the masonry is of particular note as it meets both the aesthetic requirements of historical masonry construction and also be used for easily reversible bolted connections. Devices and apparatus specifically designed for use on historical masonry construction must satisfy basic seismic pre-requisites such as respect for the box closed behaviour of the building, the *strengthening of ceilings* and the *avoidance of thrust* on external walls. These include; reinforcing tie rods, dry couplings between beams and walls, surrounding spandrel beams at the roof imposts and vault reinforcement with passive methods of thrust containment.

The effectiveness of pre-existing structural connections is in fact the most important factor in determining the stability of a structure in the event of the seismic activity. Research into non invasive or dry technical solutions has highlighted the importance of the avoidance of potential damage triggers. As defined by Antonino Giuffrè:

[...] in the first instance seismic action produces horizontal force, and this calls into play restraints that are not usually required. The first effect of an earthquake is the detachment of external walls, the breaking down of weak connections with internal walls running at right angles causing them to overturn. If connections are effective, overturning is only partial, a cycle of damage known as the first expression (“*primo modo di danno*”) is initiated, and a state of maximum structural vulnerability to horizontal force. After the first expression of damage is withstood by external walls, the traverse walls must then absorb the horizontal forces of the earthquake. When their limits of resistance are exceeded we see the emergence of another type of damage, and the development of oblique lesions known as the second expression of damage.

(A. Giuffrè, a cura di, *Sicurezza e conservazione dei siti storici. Il caso Ortigia*, Laterza 1993)

The second level of damage is manifested only if the first has been bypassed and is triggered by a seismic force of significantly superior level to that for the first expression of damage (Fig. 9.1/9.2). The second type of damage is not, however, considered a threat to the integrity of the construction because, in analogy with the definitions used for reinforced concrete or steel, the

mechanisms of damage are “ductile”. That is, substantial lesions in the traverse walls can appear without over tipping the entire structure (Figg. 9.3/9.4/9.5).

As such, intervention should be aimed at

remediation of original defects, compensation for deterioration and tampering, the strengthening of connections and the binding in external walls to those at right angles. These measures must always be guided by the inalienable principle that the structural characteristics of the building, even when improved, needs to be consistent with the original structure. With these criteria the structure can be protected up to grade IX force, without the need for numerical verification.

(A. Giuffré, op. cit. p. 159)

These criteria are in keeping with the philosophy that guides modern international and national seismic regulations: where there is damage to structures but not break down, adherence to original features conferring “good construction” (“*buona regola dell'arte*”), allows by right classification in the category of structural improvement in keeping with current seismic regulations.

The frequently referred to standard of good construction represents an indispensable protection to seismic force and is the result of the mechanical characteristics of the diverse structural sections. It covers aspects such as: the correct organization and monolithic quality of walls; adequate reinforcement of the loft and roof framework and the tying of external walls to those running transverse (Figg. 9.6/9.7/9.8/9.9/9.10/9.11/9.12/9.13/9.14/9.15/9.16). Historical experience as to the impact of seismic activity in particular zones can be used to assess the ability of a masonry construction to resist seismic force. In general, a quake registering 8 on the Mercalli scale, will generate only the smallest of effects, the so called first expressions, (“*primo modo*”). Only when 9 is registered is the reaction considered inexorable. Elimination of first expression effects achieved through correct tying of external walls, often allows the building to withstand even a grade 9 tremor, without evident damage or break down, as long as basic rules of good construction are observed. Only quakes of a higher intensity can place the construction in danger and require more rigorous controls.

According to this theoretical formulation, structural improvement for masonry constructions in seismic zones is based on guarantee of effective connections between the construction sections, through the use of devices that modify simple support constraints into hinged or half jointed supports and through improvements that ensure the box behaviour of the structure. Both of these approaches are based on the simple conception of masonry construction as a hierarchical system of superimposed sections. That is, sections lower in the hierarchy support their own weight and withstand the weight of those above, with the system governed by the laws of gravity, as determined by vertical force only.

The transformation of a support into a system that can respond to horizontal (seismic) forces is the primary objective of a restoration approach that places as paramount respect for the original structure, minimal intervention and reversibility (particularly in the case of protected historical buildings) (Fig. 9.21).

This aim is pursued through the use and adaptation of the rules and techniques of traditional stone construction (Figg. 9.18/9.19), techniques that do not use reinforced concrete casting or other practices not in keeping with the original structure.

Structural stability demands the existence of structural sections which can absorb forces of compression and traction resulting from horizontal stress (Figg. 9.26/9.27/9.28/9.29/9.30/9.31). The use of reinforced concrete spandrel beams, as per seismic regulations (D.M. 16.01.1996 and T.U. 14.09.2005) is an acceptable solution only if beam size does not jeopardise structural continuity, or rather if the depth of the excavation does not exceed 1/3 of the entire depth (on average the spandrels are around 15-18 cm in width).

This will also involve careful structural assessment and possible remediation work (with injections of binding mix, integration of ashlar, *scuci* and *cuci*) (Figg. 9.16/9.17), as the introduc-

tion of a foreign body with different elasticity and inertia can change the balance of the structure leading to lesions of detachment and instability.

Concrete-brick floors should not be used for remedial work on historical masonry buildings because of their weight, relative inertia and rigidity, as well as their incompatibility with original architecture. Light wooden or steel floors are a much more satisfactory remedy. They offer numerous advantages including: lightness, rapidity of execution without cantering, architectural and construction compatibility (especially for wood), reversibility and the use of dry processes (or at least a reduced use of casting). Deformation from bending or stress, as in the case of seismic force, is the main problem associated with this method.

For this reason it is important to strengthen the floor through improvements in frame connections and in connections between frames and floor boards. The floor boards themselves are strengthened through dry techniques and the use of slabs laid during construction (Figg. 9.22/9.23/9.24/9.25).

For steel structures bracketed bolts, flat bars and gusset plates are used to join sections. These methods are easier to manage during assembly and permit easier verification of joint execution and also reduce oxidative processes through hot galvanising of the elements in the workshop (Figg. 9.39/9.40/9.41/9.42/9.43). Welding is sometimes necessary when there are notable irregularities in the masonry (out of square) that make section re-dimensioning problematic (given that in steel structures the anticipated range of tolerance is only few millimetres).

Reinforcement of the floor is achieved via a ribbed slab (folded roofing sheet, concrete cast with electro-welded mesh to a total depth of between 10 and 15cm) and by joining this and the frame to achieve structural unity between the frame and the beams. The use of locks, moorings, pegs or connectors soldered on the upper wing of the steel section unify the frame and the beams (Figg. 9.44/9.45) thus improving flexional rigidity and reaction to shearing action that is generated from slippage between sections.

Connection of steel sections to the masonry is achieved through the use of straight clamps (soldered metallic gusset plates, which are then cut and twisted to avoid unravelling) or with threaded pins which are mechanically fixed to the masonry structure (epoxy resin added to improve adherence). For perimetrical spandrel beams, a C strip is usually used, which for ease of installation is embedded in the masonry to around 1/3 of its depth (with mechanical anchors or with a zinc coating of the section), allowing the beams to encircle the structure (improving resistance traction and compression force on the floor surface) (Figg. 9.32/9.33/9.34).

This solution is also compatible with wooden frames. In this case it is necessary to connect the joist and spandrel beam with gusset plates that are soldered between the two wings near to the attachment of the joist head. The plates have a central hole which houses a threaded pin that serves as a hinge. Alternatively, a single gusset plate may be used with the incision of the joist head to a depth equal to that of the bar, pre-drilled to house the through bolt (Figg. 9.46/9.47/9.48).

The connection of steel columns to the base requires a foundation layer of reinforced concrete, partially or completely fabricated during construction and connected to a double system of plates with dados and contra dados to ensure column verticality, with curved head threaded pins or with flat bars soldered to the extremities (lag bolts).

It should be noted that the use of mixed structures (masonry–reinforced concrete and masonry–steel) or rather the use of mixed load-bearing and framed constructions, is not permitted in seismic zones. As such, the use of reinforced or steel columns excludes *a priori* the maintenance of the original structural functions of the masonry apart from those that serve for basic infilling. For this reason, when a framed structure is inserted it must be connected to the masonry (that can support only its own weight) with specific devices (moulded or dry according to the construction type) that prevent rotational shifts from seismic force.

The use of new floorboards demands that particular attention is paid to storey reinforcement and to the system of connections between frames and between these and the perimetrical spandrel

beam. In the case of a double frame, there must be an accurate connection between the primary and secondary beams, through interfacing of metal cleats or threaded pins to avoid unravelling from inflexion or horizontal stress. In addition, the connection to the perimetrical spandrel beam should be secured with metal caps with through bolts to prevent dislodgement of the beam head from the support (Figg. 9.64/9.65).

Both casted and dry systems are used for floor reinforcement. In the first case, a reinforced slab with an electro-soldered mesh is used ($\text{Ø } 5 / \text{Ø } 8 \text{ } 20''$) with a depth varying between 5 and 8 cm (variable weight between 130 and 150 kg/mq) and that is then moulded on top of the floor boards (or on top of tiles) and soldered to the perimetrical edge with reinforcement bars that are previously inserted into the masonry and bent (dovetail shaped) or anchored with epoxy resin to avoid slippage. It is considered good practice to "wrap" the slab for around 15 cm of the vertical surface inside the external walls to create a better slab-masonry connection. In addition, to improve shearing resistance on the floor surface, steel connectors are used (around 3 per m³). These are screwed into the floor boards and tied to the electro-soldered meshing to prevent slippage between the slab and the flooring itself (Figg. 9.24/9.25/9.27). Tie beams and key caps (posts, plates and prefabricated in reinforced concrete) generally positioned inside the fascia as determined by the floor depth, improve masonry connections to avoid rotational shifts and strengthen connections with external walls to improve the overall stability of the structure.

The connection system between masonry and roofs in seismic environments must satisfy two basic conditions. These are: the existence of a perimetrical ring and the avoidance of thrust on raised sections. The first condition is met through the use of reinforced concrete spandrel beams (with the same criteria as stated above), reinforced masonry beams (with a metal cage inserted inside wall coping of around 40-50 cm in height) (Figg. 9.59/9.60/9.61/9.62/9.63) and with metal plate reticular trellises which are screw anchored to the masonry (around every 50cm) (Figg. 9.66/9.67/9.68/9.69/9.70/9.71). The second is a function of the geometry and the construction of the roof. Cement-brick roofing should not be used due to excessively rigidity, weight and architectural incompatibility. Lighter structures, wooden in particular, are more suitable.

Elimination of thrust generated by the weight of the structure itself and by overloading can be achieved through closed systems (auto-equilibrated) and by modifications to wall-roofing connections.

The roof truss is an example of a closed system that has been used through the ages in the building of pitched wooden roofs (Figg. 9.49/9.50/9.51/9.52/9.53/9.54). The truss offloads vertical force onto the masonry only as the tie beam prevents slippage of the lower extremity of the beam (as generated by the horizontal component of force). Pre-stressed braces are used (pendant posts or struts) in order to decrease the bending impact on the rafters (for spans greater than 6-7 metres). They are connected symmetrically to a central structure, a king post that connects the sections and prevents shearing slippage (the same system is used for upper connections with rafters).

The king post must not be tightly connected to the tie beam as this may cause bending, but functions as an angle tie (with a support device below the suspension) offering vertical stability to the roof truss. The configuration of the wooden truss assumes particular importance with the placement of the connection nodes according to precise geometrical rules that guarantee correct structural stability. The use of metal stirrups fixed with threaded screws on the lateral surface of the beam straddling the connection nodes, strengthens connections at right angles to the surface of the truss.

Mixed wood and iron trusses with steel tie beams connected to the metal anchorage shoes of the struts, tightened with threaded sleeves, can be used for spans in excess of 7 metres or for architectural reasons. The Polonceau roof truss which used two iron-wooden reinforced beams joined with a three directional metal hinge is an example of this typology. It was first used from the first half of the 1800's on spans of up to 14-15 metres (Figg. 9.57/9.58).

Elimination of thrust on surrounding walls can also be achieved by using the spandrel beam to "absorb" compression-bending and shearing forces, through semi-jointed constraints or through

the construction of a closed and self-balancing structure that generates vertical force only onto the perimetrical supports. The use of the reinforced concrete moulding also achieves this end however as previously stated it is extremely rigid and significantly increases overall load.

The damage resulting from the 1997 Umbrian-Marches tremors and the devastation of the San Giuliano school in 2003 (Puglia), were both clear reminders of the potential negative consequences of concrete-brick floors used in remediation works.

Auto-equilibrated wooden systems, with a perimetrical spandrel beam and semi-jointed (half) constraints, are used to avoid thrust on raised masonry sections and do not add significantly to overall weight.

Reinforcement of roofs in wooden structures – as for floors – is achieved through precise connections between the beams of the frame (struts and purlins) (Fig. 9.72/9.73) and between these and the wainscot (with thermo isolation and sealing elements located on the extrados). The use of reinforced slabs is to be avoided because of their significant contribution to load. A reinforced concrete cap to a depth of 2-3cm with fine metal mesh or glass fibres is a preferred alternative, particularly with tiling. This improves connection between the tiles and overall floor strength (Fig. 9.74).

Braces with metal reinforced rods anchored to the ends of the main beams and with turn buckles for tightening, can also be used to strengthen the roof surface and absorb possible horizontal traction and compression stress associated with seismic force (Fig. 9.75/9.76).

In seismic interventions, arches, vaults and the cupolas require specific attention and particular approaches that are not covered within this work. Technical solutions must however observe the same criteria as highlighted above. In particular, excessively invasive solutions that modify the original structure should be avoided. In the first place, the use of reinforced extra dorsal coping stones is not recommended because of a significant increase to static load (which negatively affects seismic response which is related to overall mass). Secondly, the presence of a counter-vault modifies the original compression force that can lead to slackening of tension in the arch and detachment of the ashlar due to absence of contrasting force (Fig. 9.77).

Alternative passive solutions are needed such as: the insertion of metal tie beams; injection of lime grouting and the integration of material compatible with that in the original structure and extra dorsal strengthening (when possible) through the use of low weight reinforcement beams (*frenello*). These methods can, if necessary, be combined with the use of glass fibre and carbon ribbons, anchored to the structure via an epoxy resin matrix and carbon connectors (Fig. 9.78/9.79/9.80/9.81/9.82).

Chapter 10

Structure, envelope

When the gates of Weissenhof Siedlung opened in May 1927, the experimental exhibition on building techniques innovation, created in only five months on the slopes at the margins of Stuttgart, the comments in the journals of that period clearly underscored the main cultural goal of the organizers: the research of the correspondance between the idea of *Architecture*, which entails the linguistic, typological and functional choices of the New Architectonic Line – the *Neue Sachlichkeit* – and the innovative datum represented by the *Technical* component; in other words reliability, durability, rapidity, affordability and energy efficiency of building systems establish the parameters to measure the overall quality of the product/project, in accordance to the innovative imprint exhibited by the architectonic figuration (Fig. 10.1/10.2).

At the end of the inauguration, the RFG (Reichsforschungsgesellschaft – Research Federal company on economy of construction and dwelling), the public institute that will be assigned the task to monitor the preservation conditions of buildings, the energy performance, the dwelling comfort and the level of psychological satisfaction of inhabitants, started the first campaign of performance verification. No discounts were made, and in the pages of the RFG bulletin of 1929 (later published also in *Die Bauwelt*, *Der Baumeister*, *Die Baugilde*, *Die Bauzeitung*), two years after the conclusion of the work, an accurate overview of construction defects, design mistakes and performance feedbacks was reported; the overall evaluation of experience was positive, but strong and motivated observations on the level of reliability of the adopted technical solutions were made. The cladding systems of the houses designed by Johannes Peter Oud (Fig. 10.8/10.9/10.10) were already cracked; the solution with modular panels by Walter Gropius for the prefabricated model showed thermal insulation problems; the steel building by Ludwig Mies van der Rohe (Fig. 10.3/10.4/10.5/10.6/10.7) showed detachments of the frame from the cladding system, an underestimation of the steel structures and problems of acoustic insulation.

In this panorama, the two houses designed by Le Corbusier e Pierre Jeanneret demonstrated good building quality, but some problems were noticed regarding the internal living comfort (functionality in relation to use flexibility and thermal insulation due to the wide windows), especially for the Rathenaustrasse 1-3 prototype, with the double-face night-day installation (Fig. 10.11/10.12/10.13/10.14).

Apart from that, some of these projects clearly represent a step forward in the formulation of a new architectural language, marking a neat break with the technical culture of that time, not only in the building field, but also in comparison with other sectors affected by technological development. For instance, the outline of a Mercedes with the silhouette of a distinct lady in white tailleur and a-la-mode hat is sticking out in the image depicting the house in Rathenaustrasse 1-3 (Fig. 10.15).

Confronting the two figures, the car and the building, the gap between the two products comes out immediately: the architectonic image represents and alludes to a level of technical and expressive modernity that widely overcomes the one exhibited by the designer of the car. A confrontation which, transferred to our times, refers of a contradictory and diversified condition. On one side the dimension of building interventions prevails, although lacking in any meaningful element in terms of technical profile and design search; in this case the parallel instituted with the actual automobile design would invert the above relation, recognizing a neat gap between the two sectors in the evolution of the technological apparatus, certainly advancing the second one. On the other side, in minimal quantity, the dominion of works of architecture prevails, where some outstanding contemporary episodes strongly emerge.

The publicity campaign of some well-known automobile companies, use the architectures of Calatrava and Gehry as sets on which showing their models, recognizing them as icons of contemporary times, representations of a technologically advanced world (Fig. 10.16).

The theme of the image, as preferable vehicle for the transmission of meanings in architecture, takes a primary role in declaring the building's success as a media; an image that is often the result of a complex spatial and structural formulation, hardly translatable in the typical forms of the cartesian representation and strictly related to the infinite possibilities offered by information tools.

Within this space the first entry level of the *Technical* component is materialized: in the chances offered by computers to manage complex information, which overcome the natural imaginative potentialities of the designer, becoming – according to Galimberti – “*subject with decisional capacity and no more only tool*” (Umberto Galimberti, *Psiche e techne. L'uomo nell'età della tecnica*. Feltrinelli, 1999, p. 339).

In this sense the substantial difference between the condition of *instrument* and the one of *actor* of the process is recognizable just in the moment when the start-up of the process, the creative phase which belongs to the dimension of the sketch, is strongly influenced for the objective limitations of the designer, and substituted by the combinatorial choices of the automated procedures. This has direct implications on the approach to the project, not only for the obtained formal result, but also for some theoretical fundaments that preside over the practice of architecture, modifying in particular the attitude towards the concept of building, passing from the creative phase to the transposition into the physical reality of construction.

Some well-known examples of contemporary projects and constructions can help to better understand the sense of these affirmations.

Beijing, stadium for the 2008 Olympic Games. The project of Jacques Herzog and Pierre de Meuron, as a result of the competition, is given the prize for the original idea of the designers: a big knitted basket resolves the oval space of the sport facility (Fig. 10.22/10.23). A fancy image overly emphasized by computer renderings which allow to blur the border between reality and pretence. Especially in the search for the materialization of the concept of structural continuity, one of the main goals of the designers-builders starting from antiquity, in order to overpass the physical functional and spatial limitations imposed by the wall system.

Later we have the real images from the construction site. Seen from another perspective, this weave-work assumes a different character: big steel box beams are composed by a sequence of welded parts; the curvature is approximated by a split line. It is difficult to understand the sense of this weave-work for its structural function and the potential implications on the optimization of the building solution according to engineering aspects (Fig. 10.24/10.25).

It is easier to think that this solutions is effectively the result of a formal decision, to which a technical-building solution has been given, as a verification obligated, but independently from the reasons according to which the design idea has taken form. In other terms, affirming that all that has got meaning and works (according to the performance parameters that we want to use) is not difficult, especially because the complexity of these projects leads us to extend the margins into which circumscribe the precision or the error of the verification methods.

But the issue is different and forces to think if this choice is the expression of a high synthesis not only the mediatic and formal ones. The solution adopted for the Beijing project, for instance, does not appear rational regarding the optimization of the structural reasons, nor adequate for the construction. The fluidity exhibited by the virtual model does not find correspondance on a real scale, the one of the work in construction. Not only: materials and techniques for the realization are basically the same of traditional work: big welded steel beams, trying to approximate a curve, which would be obviously granted only by casting procedures; therefore, neither anything particularly innovative seems to characterize the adopted technological system, nor the erecting procedures which testify mostly geometric and dimensional complexity.

Furthermore, innovation comes into play in defining the skin of the shell, which concentrates the biggest interests of the industry and establishes the overall result of the work and its image: a detachment between structure and envelope, construction matrix and architectonic figuration – which more and more influence the actual tendencies in the theory and practice of architecture.

Zaha Hadid runs successfully after the purpose of many designers and builders of the 20th century, following the technical revolution of the cast-in-situ reinforced concrete system: to be able to embody a dynamic idea of architectural space, moulded by fluid and continuous forms. The virtual models depict design objects of great formal fascination (Fig. 10.17/10.18/10.19). However, entering the construction site before the final image is confectioned by the envelope, the view of the structural mechanism, brings out again phase displacement – or, better, an adaptation – to a reality still anchored to the craft dimension of the work and with a reduced innovative value of the technical and building aspect.

In the phone Center of Wolfsburg the fluent and dynamic forms that wrap without discontinuity the envelope of the building, on one side exploit the plastic potentialities of reinforced concrete, on the other “lean on” a bearing system formed by a “traditional” texture of steel profiles, which approximate the curved profile of the envelope generating an uncertain and confused structural weave (Fig. 10.20/10.21).

Therefore, under this perspective, excluding, as we said before, the issue of the skin which positively acquires the most advanced studies on materials promoted by the construction industry sector, no technical transformation seems to have modified the sequence of the processes and the way of building in the field of construction engineering.

The technological horizon with which Le Corbusier confronts himself in the experience of Weissenhof, as well as the one upon the daring solutions in reinforced concrete adopted by the designer of the 50s and 60s of the nine hundreds - Nervi, Torroja, Candela – is substantially equivalent to the one to which also Zaha Hadid is called to confront herself (Fig. 10.26).

A different part, though, from the one followed by the quoted pioneers of the big structures; Nervi's, as well as Torroja's, formal clearness is the expression of a process of structural optimization. Works though to remain not only to amaze, based on the rationality which derives from an accurate thinking of the methods of construction, on the correctness in the use of materials on the adequacy of the procedures of putting in place.

The professional story of Santiago Calatrava, not always characterized by the same rigour, especially in architectural works, is placed along this line. In Valencia, for instance, the big urban scenography designed by the buildings of the Science Museum, un-doubly expresses a big evocational power generated by the use of zoomorphic architectures-sculptures (Fig. 10.27/10.28/10.29/10.30/10.31/10.32/10.33/10.34/10.35).

But coming down of scale, when the analysis moves to the solutions for the details or in general on the adequacy of some technical-construction solutions, some critical elements emerge. Five years after the opening of the Museum building, the first signs of obsolescence and the insurgence of some degradation factors, force to question what would be the future in the management and the maintenance of these big works of architecture, as lasting symbols of society. In this case, the white clean image is designed on the structure without cogitations with the outer skin; and effec-

tive solution, which on the contrary must face the reasons dictated by the most simple performance needs, such as, for example, the issues of water seal and drainage. The insurgence of a sign of degradation – an infiltration, a dirt accumulation a trace of deposit of an iron piece – cannot be detached from the final result to which this expression of architecture alludes in the correspondence between form and structure (Figg. 10.36/10.37/10.38/10.39).

The problem is posed when transferring such a complex geometry – but simple in the digital formulation – in built form, within this rules and principles domain which govern the good technical constructive functioning of a building; in other words, if we compare this project with a work of Nervi, for example the sport arena of Rome, the rationality of some adopted forms – clear expression of a structural optimization – have demonstrated the effectiveness and a validation just the time verification in water-proofing and maintenance offered during almost fifty years of life (Fig. 10.40).

In this is perhaps we measure the difference which connotes the contemporary dimension and probably the one of the next future; “cardboard architectures” or last generation aluminium “packs” satisfy three primary conditions: rapid execution; freedom of expression within envelope-structure disjunction; temporality. Especially the last issue has been orientating the theoretical thinking long since, on the opposition between an idea of architecture as solid durable “permanent value” and the one that evokes the sense of provisional, effimery and transfiguration by images. An observation that forcibly, but inevitably, leads us at the origin of the discourse on *Technique*, because it is thought – wrongly – that the potentialities of the new figurative languages, expression of a more and more accentuated formalist derivation of contemporary architecture, have correspondence to this domain. However, as we evidenced before, the primary promoter of this process is not the technical apparatus. Instead, as it has always happened, the changes of the general conditions of the contemporary living – with all the present contradictions, influence and promote research of unedited architectonic expressions.

Techniques only partially give a partial contribution for this end, mostly in the sector of the components, finishes and physical frontiers; however, the aesthetic canons, the syntax that informs contemporary languages, derive more from *Information Technology* and *Materials Technology* than from *Construction Engineering*.

In the world of virtual icons the experimentation of forms and complex geometries is a vehicle for the promotion of contemporary iconography, showing a contiguity between *linguistic innovation* and *technical innovation*, similarly to the presuppositions that had supported the initiative in Stuttgart. This binomial is revolved in the modalities of *envelope folding*, granted by the evolution of materials and components, not in a modification of the technical-structural conception of the work, which remains basically anchored to the traditional steel or reinforced concrete systems; only few exceptions – the ones that Le Corbusier quoted as works of engineering, in the typology of the skyscraper or infrastructures – is possible to understand the research of new solutions under the profile from-structure, structure-envelope (Figg. 10.41/10.42/10.43). The rest is very often finalized to other goals, other reasons (Fig. 10.45).

Chapter 11

Effectiveness, efficiency

The common meaning of the terms of effectiveness and efficiency is related to the capacity of reaching a specific aim through the minimum consumption of resources. On the field of civil engineering this concept can be further developed considering the notion of optimization and cheapness: the focus consists in the control of the design and the process based upon means and criteria able to guarantee the performance requirements of the product. This instance can be stated only after recognizing the progressive achievement of the industrial output in building materials and components that have converted the handmade work into a system made of procedures verified by a protocol of rules and technical specifications.

Furthermore, the matter has to be also considered under a more general perspective commonly defined with the term of sustainability, in meaning the effectiveness and efficiency of an intervention based on the respect of future availability assets, commonly described as “a process of development in which the use of resources, the capital investment, the technological strategies and the institutional changes will be conform to the future necessity as well as to the nowadays” (cfr. Brundtland protocol 1987).

This question has strongly influenced the trend in civil construction practice during the last decade, transforming both the theoretical approach and the practice. The main results can be found in regards to the eco-compatibility characteristics of building materials and in the strategies for the energetic performance requirements, specifically in terms of reduction of consumption and usage of alternative energetic sources.

The efficiency of performance requirements for building products will be consequently assessed not only through the technical specifications or the mechanical characteristics of building materials related to functionality, but also taking into account the eco-compatibility criteria valued through an energetic cost production assessment in terms of L.C.A. or Life Cycle Assessment.

Considering the complexity of this kind of evaluation based upon such a high number of factors, it is easy to understand the multiple limitations arose in terms of prescription but at the same time this complexity led also to a better oriented research for the production of building materials and components as established by EU rules EMAS (761/2001/CE) and Ecolabel 1980/2000/CE and in the large international regulations of ISO 14040 series that fixed these conditions: the definition of the aim and field of analysis (ISO 14041), the filling of a list of input and output of a specific system (ISO 14041), the evaluation of the potential impact related to this list of input and output (ISO 14042) and in the end the interpretation of the results (ISO 14043).

The criteria are consequently fixed according to a design approach that is appropriate to the eco-compatibility and energetic performances, related to a protocol of actions studied to guarantee

a correct relationship between the use of resources and benefits that will be measured long the entire building life cycle, or rather a set of strategic purposes such as:

1. A specific attention to climatic and environmental characteristics of the site (bio-climatic approach). This in relationship to: climatic, topographical, geological, historical and cultural factors; the distance far from air and noise pollution sites; the correct sun exposition (the large front long east-west direction) related to the localization in to parcel (mask shade); morphological building optimization based on regular shape form and less dispersed façade (shape coefficient s/v).

2. The creation of the correct conditions for the internal comfort. The factors will be: thermal (able to resist at the day and season climatic variability); acoustic (psychological effects); visual sense (light and view); internal healthiness (air quality). The envelope characteristic will satisfy the requirements of rain screen, thermal inertia (level of insulation and relief of the temperature fluctuations), good transpiration, good acoustic insulation, good natural lightness (optimization of sun radiation), internal healthiness guarantee by natural air ventilation.

3. The containment of energetic consumption by: passive use of sun radiation (acquirement – windows – accumulation – walls and roofs -, transmitting - heat conduction, air condition); internal design spaces in relationship with the climate context; right dimension of windows for winter sun radiation; use of technological design solutions and building materials performed to guarantee the thermal inertia for the envelope; natural cooling, through the use of fixed or mobile device to calibrate the sun radiation, in order to increase the natural ventilation and decrease the mechanical air condition, and the use of ventilate covering; natural lightness (the energetic consumption is 1/3 of the entire) by a right localization of the windows; the use of sun radiation to produce heated air and water, with thermal and photovoltaic panels.

4. The recycling and reuse of materials, through the promotion of dry constructive systems that could allow the disassembly and the collection of waste materials generated by demolition of buildings.

5. A systematic promotion of the respect of the actual water resources, through a reduction of consumptions, enhancing the accumulation and reuse of rain water (in primis that from coverings) for right employments (watering, polish) considering also systems able to preserve the original ground permeability with herbal purification.

6. The use of vegetation as bioclimatic regulation system for the physical and psychological healthiness of habitants, as physical barriers to winter winds (north) or to the sun radiation (south), and for the quality of air.

7. The use of ecological (environment) and biological materials (healthiness), without production of harmful substances, able to be recycled and not energetic expensive.

8. The consideration regarding durability of materials and constructive systems together with low maintenance costs.

9. A correct organization of the construction site that respects the environment instances and reduces the impact on the environment (acoustic, visuals, air pollution) considering the dismantling procedures.

The nowadays discussions about effectiveness of building energetic performances will be consequently established by a criteria based not only on the value of consumption or on the performance requirements of materials and components, but also on the optimization of the actual sources, or rather in terms of future sustainability of context conditions in which will operate, especially in terms of environment and geographic site.

Referring to the common mean (cfr. Serra Florensa, Coch 1995) the main characteristics that define the energetic behavior of the building envelope could be listed in: insulation, heaviness, permeability, transparency, sun protective devices, color.

Insulation is the parameter that fixes the material capacity to be crossed by a thermal flow. In consequence an elevated level of insulation of the envelope will generate a barrier both for external

and internal thermal flow. This can be said in regards to the solution based on wall coating - the thermal panels anchored to the cold face of the wall as generally used on Nord European regions to reduce the rate of thermal flows going from inside to outside during the winter season and in the opposite direction during the summer season. When the climate condition is characterized by different value of temperature during the winter and summer time as the case of Mediterranean contexts the optimal solution is different. The main question in these contexts is rather related to the necessity of a protection by sun and so the only use of strong external insulation could generate problems to evacuate the internal hot air during the day without air condition systems.

Heaviness is instead related to the concept of mass, or rather of envelope thermal inertia valued by two parameters: softening that is the capacity to reduce the level of internal temperature by a damping of the maximum and minimum external temperature degree; phase displacement, that is the capacity to extend along the effects of external thermal conditions. The Mediterranean typologies of buildings are characterized by an heavy mass envelope, especially for the parts oriented south, east and west and for coverings. At the same time the effectiveness depends on the possibility of having natural cooling during the night time that permits to reduce the heat stored during the day.

Permeability is another important factor that influences the mass constructive solutions as an attitude to balance the number of envelope holes that control the air flows to outside-inside the building. The Mediterranean house is characterized, for example, by its lower winter permeability to avoid the heat loss and its high summer permeability to enhance the cross natural ventilation, both considering the horizontal and the zenithal one. This is in tight relation with the envelope breath ability that guarantees a regular relative air humidity. Technical solutions based on the use of great insulation if not combined with air conditional systems are indeed in contrast with the respect of basic healthiness rules.

The transparency of the envelope is in direct relationship with the correct contribute of natural light for internal comfort; the typology of north region houses is based on the maximum sun exposition through large windows south oriented, on shaded façades facing north and sun chimneys; the Mediterranean house is instead based on regular geometry, compact shape, overhang elements on southern façade, opaque coverings.

In Mediterranean climates the transparency could generate an increase of internal temperature because the sun radiation captured inside the rooms reflects with a high wavelength that doesn't pass through the glass density; this effect is a good contribute during winter but it works reverse during summer. For this reason windows should be facing south, south-east or south-west to supply the building with sun heat during winter time but they should be designed together with sunscreen systems to avoid direct sun exposition in summer. Facades facing east or west should be designed with small transparent portions because of their inefficiency in winter and harmful in summer considering that the solar thermal - low during morning and evening hours - hits the façade perpendicularly. For the same reason the zenithal windows support an heat loss in winter for the low angle of hitting of sun radiation and in contrary an overheating in summer for the direct exposure during the middle hours of the daylight. In consequence the sun screens will be set up horizontally in southern façade (sun is high) and vertically in the western one (the sun is low during evening) and they will be dimensioned and placed in order to have a correct shade in summer time and to increase sun exposure in winter. In particular the effectiveness of the sunscreen system will be not only verified in extreme conditions - summer solstice (the angle of 67° for a latitude of 45°) or winter solstice (the angle of 22° for a latitude of 45°) - but also in relationship with the temperature of the period, it is indeed better to estimate the dimensions of the overhang elements on the southern façade at the end of July (about 25) when the angle of sun is lower but the temperature degree is higher.

Being related to the surface absorption and therefore to the thermal energy transferred by radiation, color is another important factor, especially for opaque building envelopes: dark colors

have a high level of absorption (not proper in hot climate) while clear colors have a good degree of reflection, thus permitting to reduce solar and heat absorption.

In the Mediterranean climate, the difference on temperature between winter and summer may be expressed by design solutions which vary on the basis of the specific environmental and climatic conditions; for example, as far as it concerns the envelope performance requirements, compact geometries and thick insulation (which are the main strategies to reduce heat loss during winter season) should be compensated to ensure the necessity of natural ventilation and transpiration. For this reason a proper design approach should guarantee a flexible arrangement for the envelope by the use of mobile building components and different materials so to modulate the technical solutions in order to the variability of the climate conditions and of sun exposure.

The general questions discussed above will be also connected to the characteristic of building materials and components, both for performance requirements of products and for the design of integrated constructive systems as multilayer facades. As far as it concerns the building envelope – both external walls/coverings and windows – the effectiveness of technical solutions described above is strongly influenced by the variability of physical-mechanical characteristics of the building materials as defined by regulations 192/05 and 311/06 and testified by the actual research activities on energy consumption reduction.

One of the most efficiency strategies is that to develop materials and technical solutions based on high energetic effectiveness like light and well-insulated systems to reduce the thermal transmission and winter energy consumption. At the same time is evident that this model, imported from north European contexts and based on the concept of thermal protection in cold winter season, is not appropriate for the great part of Italian regions, with different thermal climate where the energy cooling demand in summer time is prevailing.

The typical envelope of Italian building heritage is indeed focused on the use of mass (thermal inertia) as accumulator ensuring the appropriate calibration of solar absorption and solar reduction in winter and summer period, correspondingly. This twofold behavior is also related to a decrease in contribution of mechanical systems, in particular if they are based on low temperature heat systems like floor radiant panels.

The use of coating to insulate the building envelope is one of the most diffused technical solution according to the regulation in matter of energy consumption. This approach oriented the use of solutions with extra thickness insulated panels conformed with inorganic materials, polyurethane or polystyrene (extruded or synthesized expanse), so to obtain good performances in terms of effectiveness and efficiency because of low costs and high thermal requirements. On the contrary, the two main faults are represented by durability and environment compatibility: the first is connected to the gradually decline lapse of materials for external climate factors, both physical-chemical and exposition ones, that is shorter in time if valued in comparison with the medium life of a building; the second is indeed connected to the questions of recycling and sustainability, both for production and for next building garbage disposal.

Currently, the development of organic insulation, as for instance based on glass or wood fibers is the more suitable technical answer to this question, because permits to combine the thermal and durability requirements with that of environment compatibility and sustainable. In consequence the efficiency of a product will be not estimate only on the base of the cost of production – undoubtedly benefiting of inorganic insulating – but for the effects in future costs too.

The question of thermal inertia combined to the mass is one of the prerogative in employment of bricks. The performance requirements of brick are stability, high durability, capacity to combine inertia with insulation, acoustic protection, good fire resistance without the release of toxic substances. In addition there are questions related to the easiness and quickness in construction that permit to reduce the costs. The regulation instances on energy consumption of building envelope drive the research towards the development of bricks with increased thermal performance

requirements, lightness with micro holes generated by the process of burning bricks formed with wood waste, cellulose or sawdust, in the mixture.

A second line of research is indeed centered on the optimization of holes geometry with a reduction of the thickness of internal baffles and a vertical disposal of blocks so to have a better air cooling flow directly upwards. At the same time, the use of perfect plane sides bricks joint together with less mortar permit to restrain the thermal conductivity of the wall. The solutions based on the presence of insulated materials inside of the bricks – rock wool, polystyrene, expanse clay, graphite, etc... - are very effectiveness in terms of energetic performances but not in terms of stability and durability because this kind of insulating do not guarantee the same starting requirements. In addition there is also the question of the non reversibility or rather the impossibility to disassembly the single parts for the selected discharge. For this reason the typology of thin and regular internal baffles bricks, with vertical joints, are still considered the best one both in terms of efficiency and eco-compatibility.

The increase of effectiveness of energetic performances could also be achieved by the use of rain screen or double skin facades.

The first is generally formed by a still frame directly fixed to the exiting wall or to the building skeleton, and a multiple layer screen made of insulation panels disposed on the cold side and covered by different kind of plates (ceramics, stone, aluminum, steel ..). Therefore the term of rain screen means an opaque façade formed by a discontinue external covering, dry assembled and fixed to the wall by mechanical disposals so to have an air buffer space in between and a physic discontinuity between the two faces. This air space guarantees low benefits in terms of air ventilation since the irradiation on the external face of façade contributes only in minimal part to the dynamic thermal insulation.

Indeed the primary function of this kind of façade is to protect the wall by rain and wind and to reduce the moisture condensation inside the wall. The contribution of air flow is indeed so low that is better to increase the insulation to obtain the same result, especially if this is combined with discontinue external covering. In other words, to reduce thermal flows is more convenient to design a multilayer façade with a low ventilation and a good insulation than vice versa. The right dimension for the in between air space should never be less than 2 cm to guarantee the tolerance in planarity during the installation of the façade, especially considering building restorations and the great variability of geometric and constructive conditions that can be found in these practices. In consequence the use of higher section of air space is not scientifically and technically justified.

The double skin façade can instead be considered a combined solution that joins together the positive effects of the rain screen wall system and the bow window (sun screen integrated too): it is constituted by an external sun screen, a large air space (50-100 cm) and a glass plate. This kind of façade reduce the exposure of the internal wall, moreover the external glass layer guarantees a better air cooling for natural ventilation - directly upwards - during the summer time. Indeed in winter time the buffer zone between the two facades reduces the degree of temperature on the external side of the internal wall especially if mechanical device are used for natural ventilation (this would allow to open and close the air flow). Unlike the traditional walls, in this case the numerical analysis of thermal requirements is not only influenced by sun factor (g) and thermal transmitting value U [W/m^2K], it is related also to the outside thermal dynamic conditions. This is why the design of the entire system has to be defined in direct relationship with the specific climatic and urban context and not as a general solution suitable indifferently every typology – high rise building or business centers – and every site, especially in Mediterranean climate. In addition this technical solution requires a particular attention in the design of the air condition system because the functionality is directly connected to the integration between building and heating or cooling plant. For this reason the maintenance and running costs are another important factor to be considered together with the real benefits in thermal consumption, because in summer time the use of mechanical devices for natural ventilation - as described above - is not always enough to generate an air flow directly

upwards for the presence of the external screen glass that reduces the sun radiation and the internal temperature. Covering is the second important constructive element than needs to be taken into account, both horizontal, shed, and curved typologies. The performance requirements are the same of those discussed above for the external walls, especially in the case of air space flow, with a substantial differentiation between continued and discontinued roof covering solution.

The traditional model used to describe the ventilation under the roof is the so called “chimney effect”, both in general and technical terms. This model is based upon the analogy with a trunk that connects the lower and the upper line of the covering in which the air flow is circulating thanks to the difference of temperature between the two extremes. The section size is dimensioned according to the “classic theory of ventilation” and the elementary principles as:

- a. the heat loss is proportional to the air speed inside the trunk, or the outgoing heat flow is related to mass rate (density for air speed) and the thermal air delta between the entrance and exit;
- b. the heat loss is proportional to the section size of the trunk, this covers a primary role in terms of level of pressure;
- c. the water vapor loss – in case the internal pressure value is higher of external one – is proportional to the section size of trunk.

In synthesis, the larger section size, the better is the result in terms of functionality of the air system. On the other hand, the typology of roof covering - discontinued or not - is not considered in this theoretical model of computation. Indeed some roofing prototype experimentations put in evidence the influence of technical solutions for the functionality of covering typology, both “ventilated” and traditional, with important difference between theoretical model and practice results.

In particular Professor Marco D’Orazio - faculty of engineering of Ancona - tested some brick discontinued covering prototypes so to verify the contribution of the air flow space in terms of ventilation and reduction of internal temperature. This experiment confirmed that the discontinuity of the external layer roof influences most the natural ventilation because the effects are directly related to the presence of joints that could neutralize the question of the section size of the trunk. In consequence the contribution given by high section size trunk is not much relevant in the case of brick discontinued coverings while the use of thermal insulation panels could have a more effective result also in presence of lower air flow section size. In other terms this experiment emphasizes that the air flow could give a real contribution for thermal effectiveness of discontinued covering if the size section of the trunk is not too big; indeed low size section are better during winter period for the high difference between internal and external temperature and for the contribution of thermal radiation on the internal face of roofing. For this reason the optimal section size of the air flow buffer in case of discontinued coverings and in medium Italian climatic contexts has been estimated around five centimeters.

In case of plane typology, an alternative could be represented by green solutions. The main advantages are: increase effectiveness in terms of summer thermal phase displacement, protection of waterproofing membranes, better environmental impact. The negative factors are: high maintenance costs, ordinary or specific, caused by possible defects on the right functionality of the drainage. The analytic computing of the thermal effectiveness of a green covering cannot be considered in scientific terms because it is influenced by too many parameters – for instance the presence of water inside the layers – that do not permit to estimate constant, reliable and unambiguous values.

One of the most difficult questions related to the building energy effectiveness is certainly that of the retrofitting practice on the second half XX century heritage. This building section is responsible of around 40% of total energy consumption in EU regions, and around 63% of this heritage is made of residential buildings. The number of houses in Europe is about 196 million and over 50% of those were built before the 1970 and around 1/3 between 1970-90. In Italy the houses are around 26,5 million and 9 million are mono or double family ones. About 17,5 million were built before the half of seventy’s without any attention or consideration for the energetic question. For this reason the energetic consumption of this kind of building is generally estimated to be about

four or five times higher than the same building built with the contemporary energetic regulations and ten times higher than a passive house. In other terms, the generally estimated value is 200-250 KWh/mq consumption.

Another important question is the saving in terms of resources and basic materials; great part of second half XX century building heritage has just reached the medium of his life cycle and therefore the energy effectiveness is not able to reduce the consumption but also to guarantee a better functionality in future. An approach that is related to the general environmental assessment since the retrofitting permits to cut the basic energy costs for the demolition and rebuild. This guarantees also a better efficiency since this primary energy has not yet been amortized at all. This question is generally assumed in theoretical means but not in terms of protocols of intervention for the presence of some problematic knots. The first problems is related to the lack of heterogeneous characteristic of constructive existing building typologies; the second is indeed related to the variability of urban and climatic contexts that characterizes the different sites in which the building considered can be located.

The nowadays research aims to answer at both the instances using a methodology able to recognize sectors of building with similar characteristics, or rather homogeneous, so to apply in the different cases the same general intervention instruments.

In particularly, considering the public building sector, where regulations in energetic effectiveness establish a total cut of CO₂ emission by 2020, the means of intervention will be necessary oriented to classify the building heritage in homogeneous sets - morphologically, typologically and functionally - as for instance those ones: social housing, educational buildings, hospitals, public offices for government and administration.

Looking at the first two categories, largely diffused throughout the country, there is a particular urge to activate means of intervention based on common criteria and methodological protocols. For instance some actual studies about the retrofitting of existing school buildings referred that the best energetic effectiveness could be obtained by increasing the performance requirements of the envelope itself or rather the combination of external walls, coverings and windows as a combined system. The intervention on the ground floor is effective in terms of energetic balance but not in terms of efficiency, it is indeed too much expansive. It is important to consider that the computing of financial return is related to the increase of performance requirements of installation system, because without this is very difficult to have a right amortization schedule (about 10 years).

Here follows the details about a criteria that could be used for preliminary assessment of costs-benefit analysis for an intervention based on reduction of energetic consumptions through some technical solutions for the building envelope.

The computing of consumption of primary energy is established by this equation:

$$QL = H (T_i - T_e) * t \quad \text{where:}$$

QL is the unknown quantity in KWh;

H = transmission parameter [W/K] ;

T_i = internal temperature (average calculated in a month period) [°C];

T_e = external temperature (average calculated in a month period) [°C];

t = heating period forecasted for the considered climatic class [s].

In general the heating period for our climate contexts is that from the 15th of October to the 15th of April.

In consequence the primary energy saved is:

$$\Delta Q = QL (\text{original state}) - QL (\text{after retrofitting}).$$

In financial terms, after estimating the building intervention cost, the ΔQ can be calculated in relation to the cost of fuel and consequently the amortization schedule.

As an example here follows a case study of requalification and retrofitting for a school building. The analysis is firstly based on thermal transmitting values of every element of envelope considering the original state (external walls, windows, covering). Secondary, technical solutions for retrofitting are presented, based on nowadays energetic parameters together with the estimation of the costs for building interventions. After this it will be possible to evaluate the ΔQ knowing the original state of consumption and computing the new ones. The energy saved in a year also depends on the heating power of the fuel. Generally, the considered value for methane is around 9,5 kWh/mc. Therefore the year saving cost is:

$$Ra = \Delta Q / 9,5 \text{ kWh/mc per unit cost of methane (medium } 0,63 \text{ €/mc +IVA).}$$

The amortization period is:

$$Ta = Ra / \text{building intervention costs.}$$

This computation should be considered only as a preliminary analysis; it is in fact oriented only on the reduction of consumption without taking into account the contribution of heating and cooling installations. Starting from this basic computation, it is possible to estimate the further contribution that can be achieved through the combined use of Renewable Energy Sources (RES) plants such as photovoltaic, solar panels, sun spaces and geothermal probes. The distinction between passive technical solutions -referred to the envelope- and active components -for energy generation- is necessary to evaluate the efficiency of the intervention in relation to the different conditions featuring the building heritage.

Riferimenti bibliografici essenziali / *Essential bibliographical reference*

1. Arte e Scienza del Costruire nel loro sviluppo storico / *The Art and Science of Construction and their historical evolution*

- Becchi A., F. Foce, *Degli archi e delle volte, Arte del costruire tra meccanica e stereotomia*, Marsilio, 2002.
- Benvenuto E., *La Scienza delle Costruzioni e il suo sviluppo storico*, Sansoni, Firenze, 1981 (Reprint, 2006)
- Di Pasquale S., *L'arte del costruire. Tra conoscenza e scienza*, Marsilio, 1996.
- Huerta S., *Arcos, bóvedas e cúpulas. Geometria y equilibrio en el cálculo tradicional de estructuras de fábrica*, Instituto Juan de Herrera, ETAS Madrid, 2004.
- Guenzi C. (a cura), *L'arte di edificare. Manuali in Italia 1750- 1950*, Be-Ma, 1981.
- Heyman J., *The stone skeleton, Structural Engineering of masonry architecture*, Cambridge, 1995.
- Nervi P. L., *Scienza o arte del costruire? Caratteristiche e possibilità del cemento armato*, Edizioni della Bussola, Roma, 1945 (Reprint, Città Studi Milano, 1997)
- Pizzetti G., A.M. Zorgno Trisciuoglio, *Principi statici e forme strutturali*, Utet, 1980.

2. Storia delle costruzioni e dell'architettura / *The history of construction and architecture*

- Collins P., *La visione di una nuova architettura*, Il Saggiatore, 1965 (1° ed.).
- Fanelli G., R. Gargiani, *Storia dell'architettura contemporanea*, Laterza, 1998.
- Frampton K., *Tettonica ed architettura. Poetica della forma architettonica nel XIX e XX secolo*, Skira, 1999.
- Gulli R., *La costruzione coesiva. L'opera dei Guastavino nell'America di fine Ottocento*, Marsilio 2006.
- Gulli R., G. Mochi, *Bóvedas tabicadas. Architettura e Costruzione*, Edilstampa, 1995.
- Iori T., *Il cemento armato in Italia. Dalle origini alla seconda guerra mondiale*, Edilstampa, 2001.
- Levi F., *Cinquant'anni dopo. Il cemento armato dai primordi alla maturità*, Testo & Immagine, Torino, 2002.
- Mochi G., (a cura), *Teoria e Pratica del costruire. Saperi, strumenti, modelli*. Atti del Seminario Internazionale, Ravenna, 2005.

3. Criteri e modalità di intervento sul costruito storico / *Criteria and means of intervention for historical buildings*

Dogliani F., *Codice di Pratica – Linee guida, per la progettazione degli interventi di riparazione, miglioramento sismico e restauro dei beni architettonici danneggiati dal terremoto umbro-marchigiano del 1997*, IUAV - B.U.R. Regione Marche N° 15 del 29.09.2000.

Giovanetti F., P. Marconi (a cura), *Manuale di recupero della città di Palermo*, Flaccovio, 1997.

Giuffré A. (a cura), *Sicurezza e conservazione dei centri storici, il caso Ortigia*, Laterza, 1993.

Giuffré A. e Carocci C., *Codice di pratica per la sicurezza e la conservazione del centro storico di Palermo*, Laterza, 1999.

Guerrieri, F. (a cura), *Manuale per la riabilitazione e la ricostruzione postsismica degli edifici*, Dei, 1999.

Gulli R., *Métis e téchne. Gli strumenti del progetto per il recupero e la manutenzione del costruito storico*, Edicom, 2000.

Gulli R., *Il recupero edilizio in ambito sismico*, Edicom, 2002.

Marconi P., *Materia e Significato. La questione del restauro architettonico*, Laterza, 1999.

MANUALI

BIOMEDICA

- Branchi R., *Le impronte nel paziente totalmente edentulo*
- Rossetti R., *Manuale di batteriologia clinica. Dalla teoria alla pratica in laboratorio*
- Rucci L., *Testo Atlante di embriologia clinica della Laringe. La chirurgia conservativa compartimentale della regione glottica*

SCIENZE

- Bart J.C.J., *Polymer Additive Analytics. Industrial Practice and Case Studies*
- Caramelli D., *Antropologia molecolare. Manuale di base*
- Scialpi A., Mengoni A. (a cura di), *La PCR e le sue varianti. Quaderno di laboratorio*
- Simonetta M.A., *Short history of Biology from the Origins to the 20th Century*
- Spinicci R., *Elementi di chimica* (nuova edizione)

SCIENZE SOCIALI

- Ciampi F., *Fondamenti di economia e gestione delle imprese*
- Giovannini P. (a cura di), *Teorie sociologiche alla prova*
- Maggino F., *L'analisi dei dati nell'indagine statistica. Volume 1. La realizzazione dell'indagine e l'analisi preliminare dei dati*
- Maggino F., *L'analisi dei dati nell'indagine statistica. Volume 2. L'esplorazione dei dati e la validazione dei risultati*
- Magliulo A., *Elementi di economia del turismo*
- Visentini L., Bertoldi, M., *Conoscere le organizzazioni. Una guida alle prospettive analitiche e alle pratiche gestionali*

SCIENZE TECNOLOGICHE

- Borri C., Pastò S., *Lezioni di ingegneria del vento*

- Borri C., Betti M., Marino E., *Lectures on Solid Mechanics*

- Gulli R., *Struttura e costruzione / Structure and Construction*

- Gulli R., *Struttura e costruzione / Structure and Construction (Nuova edizione)*

- Policicchio F., *Lineamenti di infrastrutture ferroviarie*

UMANISTICA

- Bertini F., *Risorse, conflitti, continenti e nazioni. Dalla rivoluzione industriale alle guerre irachene, dal Risorgimento alla conferma della Costituzione repubblicana*

- Bombi A.S., Pinto G., Cannoni E., *Pictorial Assessment of Interpersonal Relationships (PAIR). An analytic system for understanding children's drawings*

- Borello E., Mannori S., *Teoria e tecnica delle comunicazioni di massa*

- Brandi L., Salvadori B., *Dal suono alla parola. Percezione e produzione del linguaggio tra neurolinguistica e psicolinguistica*

- Coniglione F., Lenoci M., Mari G., Polizzi G. (a cura di), *Manuale di base di Storia della filosofia*

- Marcialis N., *Introduzione alla lingua paleoslava*

- Michelazzo F., *Nuovi itinerari alla scoperta del greco antico. Le strutture fondamentali della lingua greca: fonetica, morfologia, sintassi, semantica, pragmatica*

- Peruzzi A., *Il significato inesistente. Lezioni sulla semantica*

- Peruzzi A., *Modelli della spiegazione scientifica*

- Sandrini M.G., *Filosofia dei metodi induttivi e logica della ricerca*

- Trisciuzzi L., Zappaterra T., Bichi L., *Tenersi per mano. Disabilità e formazione del sé nell'autobiografia*

