



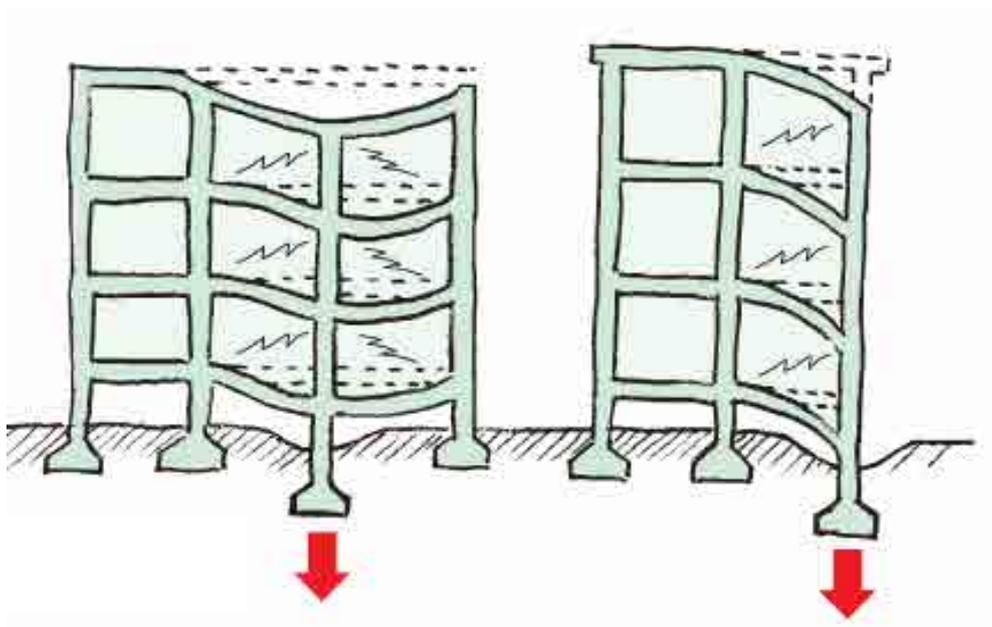
Ministero dell'Interno
Dipartimento dei Vigili del fuoco
del soccorso pubblico e della difesa civile



Corpo Nazionale dei Vigili del Fuoco



CORSO DI
COSTRUZIONI, DISSESTI STATICI E PUNTELLAMENTI
- DISPENSA DI BASE -





Premessa

La presente dispensa rappresenta il supporto didattico *tecnico* per la formazione del personale operativo dei Vigili del Fuoco dalla qualifica di Vigile fino a quella di Capo Reparto in materia di costruzioni, dissesti statici e puntellamenti. Il corso è articolato in cinque giorni (ossia 36 ore) e prevede periodi di formazione in aula ed esercitazioni pratiche in campo, con un esame sia teorico che pratico. Per i corsi di formazione "ex novo" destinati ai Capi Squadra e Capi Reparto sono previsti, in sostituzione di due pomeriggi dedicati alla pratica nel corso per Vigili, dei periodi di approfondimento di aspetti specifici di interesse per la qualifica ricoperta. Tali approfondimenti sono argomento di una specifica dispensa integrativa della presente.

Per l'aggiornamento di Capi Squadra o Capi Reparto che avessero già seguito il presente corso di costruzioni da Vigili è prevista una giornata integrativa di studio con l'illustrazione degli argomenti integrativi caratterizzanti il corso di passaggio a Capo Squadra o Capo Reparto.

Con i seguenti schemi si dettagliano i programmi settimanali delle lezioni per i corsi a Vigile e Capo squadra/Capo Reparto:

Corso di formazione per Vigili

Lunedì	Martedì	Mercoledì	Giovedì	Venerdì
Teoria: <ul style="list-style-type: none">• Materiali da costruzione• Azioni sulle costruzioni	Teoria: <ul style="list-style-type: none">• Tipologie costruttive• Teoria dei dissesti	Teoria: <ul style="list-style-type: none">• Dissesti statici (teoria ed esempi applicativi)	Teoria: <ul style="list-style-type: none">• Puntellamenti• Catene• Cerchiature• Cenni di comportamento al fuoco delle strutture	Esame finale Prova pratica
Laboratorio: <ul style="list-style-type: none">• Illustrazione delle attrezzature per puntellamenti• Isola puntellamento arco• Isola puntellamento solaio• Isola realizzazione puntello di sostegno• Isola puntellamento parete	Laboratorio: <ul style="list-style-type: none">• Isola puntellamento arco• Isola puntellamento solaio• Isola realizzazione puntello di sostegno• Isola puntellamento parete	Laboratorio: <ul style="list-style-type: none">• Isola puntellamento arco• Isola puntellamento solaio• Isola realizzazione puntello di sostegno• Isola puntellamento parete	Laboratorio: <ul style="list-style-type: none">• Isola puntellamento arco• Isola puntellamento solaio• Isola realizzazione puntello di sostegno• Isola puntellamento parete Test	

Corso di formazione per Capi Squadra / Capi Reparto

Lunedì	Martedì	Mercoledì	Giovedì	Venerdì
<p>Teoria:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Materiali da costruzione • Azioni sulle costruzioni 	<p>Teoria:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Tipologie costruttive • Teoria dei dissesti 	<p>Teoria:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Dissesti statici (teoria ed esempi applicativi) 	<p>Teoria:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Puntellamenti • Catene • Cerchiature • Cenni di comportamento al fuoco delle strutture 	<p>Esame finale Prova pratica</p>
<p>Laboratorio:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Illustrazione delle attrezzature per puntellamenti • Isola puntellamento arco • Isola puntellamento solaio • Isola realizzazione puntello di sostegno • Isola puntellamento parete 	<p>Teoria:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Approfondimenti di polizia amministrativa • Interventi con rischio amianto 	<p>Laboratorio:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Isola puntellamento arco • Isola puntellamento solaio • Isola realizzazione puntello di sostegno • Isola puntellamento parete 	<p>Teoria:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Esame di interventi <p style="text-align: center;">Test</p>	

(*) Opere provvisoriale con riferimento vademecum STOP nella versione aggiornata reperibile sul sito www.vigilfuoco.it

Viste le funzioni attribuite ai Vigili del Fuoco dall'articolo 4 del D.Lgs. 217 del 2005, il Gruppo di Lavoro istituito dal Capo del C.N.VV.F. con lettera prot. 5276/corsi del 28/6/2006 e s.m.i. per l'elaborazione dei programmi didattici relativi al modulo di costruzioni, dissesti statici e puntellamenti, ha ritenuto di dedicare ampia parte delle lezioni agli aspetti pratici.

Per eventuali chiarimenti o osservazioni, i componenti del gruppo di lavoro sono:

I.A.E.	Cosimo ARGENTIERI	Comando di Roma	cosimo.argentieri@vigilfuoco.it
D.V.D.	Mario BELLIZZI	Comando Avellino	mario.bellizzi@vigilfuoco.it
D.	Ciro BOLOGNESE	Comando Alessandria	ciro.bolognese@vigilfuoco.it
D.V.D.	Ugo CAPITELLI	Comando di Napoli	ugo.capitelli@vigilfuoco.it
D.	Raffaele CIMMINO	Direz. Regionale Molise	raffaele.cimmino@vigilfuoco.it
I.A.	Francesco DE MARTINO	Comando di Napoli	francesco.demartino@vigilfuoco.it
D.V.D.	Luca PONTICELLI	Area VII D.C.P.S.T.	luca.ponticelli@vigilfuoco.it

Questa dispensa è stata redatta per un uso esclusivamente interno all'Amministrazione per l'espletamento dei corsi di costruzioni, dissesti statici e puntellamenti dei Vigili del Fuoco.

Si ringraziano il D.V.D. Mauro Caciolai dell'Area V della D.C.P.S.T. ed il D. Armando De Rosa dell'Area VIII della D.C.P.S.T. per il contributo fornito per l'aggiornamento del presente materiale didattico.

Si ringraziano, inoltre, il V.P. Antonio Mariniello del Comando VV.F. di Napoli per le vignette originali predisposte per il presente lavoro, il V.P. Peppino Muccitto del Comando VV.F. di Campobasso per la riproduzione grafica delle isole di puntellamento previste nel corso delle esercitazioni pomeridiane del corso ed il C.sq. Mauro Cerri ed il V.V. Luca Romani del Comando VV.F. di Sondrio per i suggerimenti forniti finalizzati all'aggiornamento del materiale didattico.

La presente dispensa sostituisce la precedente revisione n. 6 del 2010 e costituisce il manuale di base per i corsi destinati al personale operativo non direttivo dei Vigili del Fuoco.

INDICE

1. INTRODUZIONE	8
2. I MATERIALI DA COSTRUZIONE	11
2.1 Il legno.....	11
2.1.1 Generalità	11
2.1.2 Caratteristiche fisiche del legno	12
2.1.3 Caratteristiche meccaniche del legno	14
2.1.4 Valori caratteristici	15
2.1.5 Collegamenti degli elementi in legno.....	15
2.1.6 Il legno lamellare.....	16
2.2 La pietra	18
2.2.1 Generalità	18
2.2.2 Proprietà delle rocce	18
2.2.3 Resistenza alle sollecitazioni	20
2.3 I laterizi.....	22
2.3.1 Generalità	22
2.3.2 Caratteristiche dei laterizi.....	22
2.3.3 Tipologia e dimensioni dei laterizi	23
2.4 Le malte	26
2.4.1 Generalità	26
2.4.2 Le calci aeree	26
2.4.3 Le calci idrauliche	27
2.4.4 Malte bastarde	27
2.4.5 Malte di gesso.....	27
2.4.6 Resistenza e composizione delle malte	28
2.5 Il calcestruzzo.....	29
2.5.1 Generalità	29
2.5.2. Requisiti dei componenti di malte e calcestruzzi	29
2.5.3 Caratteristiche meccaniche del calcestruzzo	31
2.5.4. Il cemento armato	31
2.6 L'acciaio	33
2.6.1 Generalità	33
2.6.2. Classificazione degli acciai	33
2.6.3 Caratteristiche meccaniche.....	35
2.6.4 Collegamenti di elementi metallici	37
3. AZIONI SULLE COSTRUZIONI	38
3.1 Introduzione.....	38
3.2 Generalità.....	38
3.3 Classificazione delle azioni	39
3.4 Pesì propri dei materiali strutturali.....	40
3.5 Carichi e sovraccarichi.....	41
3.5.1 Carichi permanenti.....	42
3.5.2 Sovraccarichi variabili.	42
3.6 Carico da neve	44
3.6.1 Carico neve al suolo.	44
3.6.2 Esempio.....	45
3.7 Azioni del vento	46
3.8 Azione sismica	47
3.9 Variazioni termiche	48
3.10 Incendi, esplosioni ed urti	49
3.10.1 Incendi.....	49
3.10.2 Esplosioni.	50
3.10.3 Urti.....	50

4.	CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE	51
4.1	Generalità.....	51
4.2	Sforzo normale	51
4.2.1	Carico di punta.....	52
4.3	Flessione.....	53
4.4	Pressoflessione	55
4.5	Taglio	56
4.6	Torsione	57
5.	EDIFICI IN MURATURA	58
5.1	Introduzione.....	58
5.2	Le murature: caratteristiche e funzioni	66
5.2.1	Denominazione e tipi di muri.....	66
5.3	Tecnologia dei vari tipi di murature	68
5.3.1.	Murature in pietrame a secco.....	68
5.3.2.	Murature di pietra.....	69
5.3.3	Murature di mattoni.	75
5.3.4.	Murature portanti o strutturali per zone non sismiche.....	76
5.3.5.	Murature portanti o strutturali per zone sismiche.....	77
5.4	Resistenza a compressione delle murature	78
5.5	Bagnatura dei laterizi.....	78
5.6	Sfalsamento dei giunti verticali	79
5.7	Spessore dei muri di mattoni e pezzi speciali.	80
5.8	Angoli e incroci di muri portanti.....	82
5.9	Murature di mattoni a faccia vista.	83
5.10	Il collegamento dei muri e dei solai.....	85
5.11	Murature di mattoni per tamponamenti e divisioni.....	86
6	IL CEMENTO ARMATO PRECOMPRESSO	87
6.1	Fondamenti teorici.....	87
6.2	I materiali utilizzati	88
6.3	La tecnologia	89
6.4	Sistema ad armatura pre-tesa	89
6.5	Sistema ad armatura post-tesa.....	90
6.6	Caratteristiche del sistema costruttivo	91
7	LA SOPRAELEVAZIONE DEI FABBRICATI.....	93
8	GLI EDIFICI IN CEMENTO ARMATO.....	95
9	GLI EDIFICI IN ACCIAIO	97
10	I SOLAI.....	100
10.1	Gli elementi costitutivi di un solaio	100
10.2	Solai in legno.....	101
10.3	Solai “in ferro”	102
10.3.1	Solai in ferro con voltine.....	102
10.3.2	Solai in ferro con tavelloni.....	103
10.3.3	Solai in lamiera grecata	104
10.4	Solai in laterocemento	105
10.4.1	Solai gettati in opera	105
10.4.2	Solai a travetti prefabbricati e blocchi in laterizio interposti.....	106
10.4.3	Solai con lastre in c.a. (altrimenti dette “predalles”) e blocchi di alleggerimento ...	107
10.4.4	Solai a pannelli prefabbricati	108
10.4.5	Solai tipo “SAP”	109
10.5	Solai in cemento armato	110
10.5.1	Solai in c.a. a soletta piena	110

10.5.2	Solai alveolari (o alveolati)	111
11	LE SCALE	112
11.1	Le scale a soletta rampante.....	112
11.2	Le scale con travi a ginocchio e gradini a sbalzo	113
11.3	Scale in acciaio	113
11.4	Scale con gradini a sbalzo.....	114
11.5	Scala su volta rampante	114
12	LE COPERTURE	115
12.1	Aspetti generali.....	116
12.2	Materiali.....	119
13	LE FONDAZIONI	120
13.1	L'elemento costruttivo fondazione	120
13.2	Il terreno di fondazione	120
13.3	Classificazione delle fondazioni	121
13.4	Le fondazioni in muratura	123
13.5	Fondazione su plinti isolati.....	124
13.6	Fondazione con travi rovesce	125
13.7	Fondazione con incrocio di travi rovesce	126
13.8	Fondazione a platea	127
13.9	Fondazioni discontinue su pali.....	128
13.10	Fondazioni continue su pali	129
13.11	Fondazioni continue per strutture in acciaio	130
14	ARCHI E VOLTE	131
14.1	L'elemento costruttivo arco.....	131
14.2	Funzionamento dell'arco.....	133
14.3	Dimensionamento.....	134
14.4	L'elemento costruttivo volta	135
15	LE OPERE DI SOSTEGNO	136
15.1	La spinta delle terre	136
15.2	Le opere di sostegno	138
15.3	Le verifiche dei muri di sostegno	140
16	I DISSESTI STATICI DELLE COSTRUZIONI	142
16.1	Teoria delle fessurazioni.....	142
16.2	Dissesti dei solai.....	144
16.3	Dissesti delle coperture a falda.....	149
16.4	Dissesti da cedimento o da eccessiva deformabilità strutturale	150
16.5	Dissesti di archi e volte	153
16.6	Dissesti da sisma.....	154
16.6.1	Il terremoto: nomenclatura e genesi	154
16.6.3	Le caratteristiche dei fabbricati in muratura in zona sismica.....	164
16.6.4	Altri effetti del sisma.....	167
16.6.5	Esempi di dissesti post sisma	168
16.7	I dissesti dovuti alle frane	174
16.8	Il comportamento al fuoco dei materiali	176
17	LE OPERE PROVVISORIALI NEL SOCCORSO TECNICO URGENTE.....	178
17.1	Aspetti generali.....	179
17.2	Puntelli	182
17.2.1	Accorgimenti tecnici nell'utilizzo dei puntelli	188
17.2.2	Esempi applicativi	191

17.3	Dettagli costruttivi dei puntellamenti in legno (esercitazioni)	192
17.4	Tiranti	216
17.5	Cerchiature	219
17.5.1	Esempio applicativo	221
17.6	Demolizioni	222

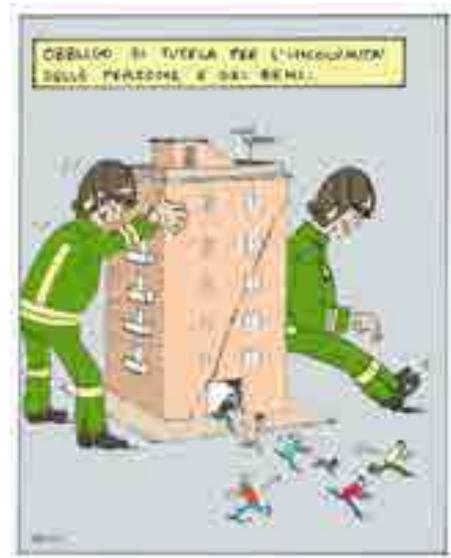
1. INTRODUZIONE



Volendo utilizzare una similitudine per definire i compiti dei Vigili del Fuoco nell'ambito delle operazioni di soccorso tecnico urgente in presenza di dissesti statici si può dire che:

“I Vigili del Fuoco stanno ai fabbricati dissestati come i Medici di primo intervento stanno ai feriti”: insomma ci si deve preoccupare solo di non far morire il paziente demandando agli specialisti il compito di curarlo e di rimetterlo in sesto.

In buona sostanza, non è compito dei Vigili del Fuoco suggerire le tecniche di ripristino della piena funzionalità dei manufatti dissestati ma operare “...*al fine di salvaguardare l'incolumità delle persone e l'integrità dei beni...*” come ribadito dall'art. 24 del D.Lgs. 8/3/2006 n. 139 (*Riassetto delle disposizioni relative alle funzioni ed ai compiti del C.N.VV.F., a norma dell'articolo 11 delle Legge 29/7/2003 n. 229*). L'operato dei Vigili del Fuoco sarà sempre rivolto al conseguimento di tali obiettivi tenendo conto dell'impossibilità di effettuare esami strutturali approfonditi (ma solo a vista) e del tempo spesso risicato di cui si dispone.



Il Capo Partenza (Capo Reparto, Capo Squadra o VP anziano), in quanto Responsabile delle operazioni di Soccorso (R.O.S.) dovrà pertanto provvedere ad intraprendere tutte quelle misure cautelative tese a tutelare la salvaguardia **delle persone e dei beni** “eliminando il pericolo” e demandando poi al Sindaco l'onere di intraprendere anche eventuali “provvedimenti contingibili¹ ed urgenti al fine di prevenire ed eliminare gravi pericoli che

minacciano l'incolumità dei cittadini” come prescritto all'articolo 54 del D.Lgs. 267/2000 “*Testo Unico delle leggi sull'ordinamento degli enti locali*” così come modificato dall'art. 6 della legge 24 luglio 2008 n. 125.

A titolo di esempio solo il Sindaco (o il Prefetto in caso di inadempienza del Sindaco) può dichiarare inagibile un edificio a seguito di una segnalazione da parte dei Vigili del Fuoco ed ordinarne lo sgombero in virtù di quanto



¹ Possibili

prescritto nell'articolo 54 del D.Lgs. 267/2000.

A titolo di chiarimento si richiama l'articolo 24 del D.P.R. 380 del 6/6/2001 *"Testo Unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia"* in base al quale il certificato di agibilità attesta la sussistenza delle condizioni di sicurezza, igiene, salubrità, risparmio energetico degli edifici e degli impianti negli stessi installati, valutate secondo quanto dispone la normativa vigente. Esso è rilasciato dal Sindaco e pertanto la dichiarazione di inagibilità (o agibilità) spetta all'Autorità Comunale e non ai Vigili del Fuoco.



Il fatto che lo sgombero di un fabbricato possa essere ordinato esclusivamente dal Sindaco (o dal Prefetto in caso di inadempienza) non deve indurre dubbi sulle operazioni da intraprendere da parte dei Vigili del Fuoco nel caso essi individuino delle situazioni di pericolo imminente per la pubblica e/o privata incolumità. Il R.O.S. VV.F. nel caso dovesse ravvisare

la necessità di far evacuare un manufatto per un pericolo imminente ha il dovere di adoperarsi affinché ciò avvenga senza indugio e senza danni alle persone avvisando contestualmente l'Autorità Comunale e tutti gli Enti interessati da un simile intervento di protezione civile: Forze Armate, Forze di Polizia, Croce Rossa... All'arrivo del Sindaco (o suo delegato) sul posto il tecnico dei VV.F. si metterà a sua disposizione per la direzione ed il coordinamento dei servizi di soccorso e di assistenza alla popolazione. Ciò è sancito dalla Legge 24 febbraio 1992 n. 225 "Istituzione del servizio nazionale di protezione civile" all'articolo 15. L'applicabilità di tale Legge al caso in esame



è suffragata dalla definizione di intervento di protezione civile data al comma 1 dell'articolo 2: *"eventi naturali o connessi con l'attività dell'uomo che possono essere fronteggiati mediante interventi attuabili dai singoli enti e amministrazioni competenti in via ordinaria"*. La direzione delle operazioni tecniche di soccorso resta ai Vigili del Fuoco fintanto che sussistono le condizioni di urgenza e passano poi al Sindaco al cessare delle medesime. Per tale motivo, una volta sgomberato il manufatto ed effettuate le operazioni di salvaguardia urgenti dei beni (rimozioni di intonaco o puntellamenti o delimitazione delle aree interessate da eventuali crolli) i Vigili del Fuoco cessano il loro intervento mettendosi a disposizione del Sindaco. Eventuali materiali per l'effettuazione delle operazioni di messa in sicurezza saranno richiesti all'Autorità Comunale che, qualora ne fosse sprovvista, provvederà a rivolgersi al Prefetto. Ogni Comune che ha implementato una propria struttura di protezione civile è in grado di rintracciare un Tecnico Reperibile ventiquattro ore su ventiquattro sul suo territorio.

Altro dubbio da fugare in caso di intervento dei Vigili del Fuoco è la violazione di domicilio a seguito di operazioni di soccorso. Molto spesso, infatti, capita di essere costretti a rompere i catenacci di cancelli o altre chiusure per intervenire in proprietà interessate da incendi o altro.

Per il domicilio, tutelato dall'articolo 14 della Costituzione e il cui reato di violazione è previsto nell'articolo 614 del Codice Penale, si può subito dire che l'articolo 54 del medesimo Codice stabilisce che non è punibile del reato "*... chi ha commesso il fatto per esservi stato costretto dallo stato di necessità di salvare sé o altri dal pericolo attuale di un danno grave alla persona ...*". Per tale motivo si chiarisce che in caso di intervento finalizzato alla salvaguardia della vita umana, bisogna entrare nella proprietà anche in assenza dei proprietari! Sarebbe improponibile la giustificazione di non aver potuto salvare una vita umana per il divieto di violare un domicilio! Per approfondimenti su tale aspetto si veda la dispensa di costruzioni integrativa per Capo Squadra e Capo Reparto.

2. I MATERIALI DA COSTRUZIONE

2.1 Il legno

2.1.1 Generalità

Il legno è stato uno dei primi materiali da costruzione ed ha rappresentato per l'uomo la possibilità di risolvere, per molti secoli, i più complessi problemi strutturali e di produrre una molteplicità di utensili ed oggetti indispensabili alla vita di ogni giorno.



Figura 2.1 Esempio di capriata in legno

Nel campo dell'architettura, il legno può essere elemento di grande pregio estetico, oppure essere impiegato in modo da non apparire: c'è una grande differenza fra la casa nordica, dove muri, pareti, solai, coperture e rifiniture sono costruiti in legno, e la casa mediterranea, dove il legno è l'elemento portante dei solai, dei tetti, ma spesso non in vista, essendo preminente la struttura muraria in pietra o laterizio.

In Italia, quindi, il legno nelle costruzioni è impiegato principalmente per resistere agli sforzi di flessione (la trave), oppure per le capriate e soprattutto per infissi di porte e

finestre.

Come materiale da costruzione, oltre agli innegabili pregi sopraelencati, il legno ha il grave difetto di una durata valutabile intorno ai 50-80 anni, a seconda delle condizioni di impiego; certamente molto poco rispetto alla durata secolare della pietra e dei laterizi. Essendo inoltre un materiale combustibile, il pericolo degli incendi ha costituito sempre una minaccia per le costruzioni in legno.

L'uso del legno nelle costruzioni, almeno in Italia, è venuto via via diminuendo con l'introduzione dell'acciaio prima e del cemento armato poi; scompare quasi del tutto per i solai, resta ancora in determinate zone per le coperture.

Si è aperto altresì un nuovo campo di applicazione, dove il legno è materia prima: quello dei derivati (compensati, paniforti ecc.) essenziali in tanti settori dell'industria moderna.

Nel campo strutturale si avverte una certa ripresa



Figura 1.2 Copertura in legno lamellare

della utilizzazione del legno cosiddetto lamellare incollato, che permette la copertura di grandi luci con strutture portanti leggere, resistenti e, per le loro grosse sezioni, anche abbastanza inattaccabili dal fuoco. Con questa tecnica dei legni lamellari, resa possibile per le eccezionali proprietà adesive dei nuovi collanti, possono essere eliminati i gravi difetti del legno massello, quali le deformazioni da ritiro e le limitazioni dimensionali.

2.1.2 Caratteristiche fisiche del legno

Il legno impiegato nelle costruzioni si ricava dalla parte interna dei grossi fusti degli alberi. È un materiale con struttura complessa non omogenea che si comporta in modo diverso a seconda della direzione dello sforzo.

I fusti si formano per accumulo di anelli, ad ognuno dei quali corrisponde, in genere, un anno di vita della pianta. Negli anelli annuali si può distinguere una zona chiara più tenera, corrispondente alla stagione di accrescimento primaverile, ed una zona più scura e compatta, che si forma nella stagione autunnale, mentre nell'estate e nell'inverno l'accrescimento è praticamente nullo. Il fusto delle conifere è percorso da canali che contengono la resina (essenze resinose).

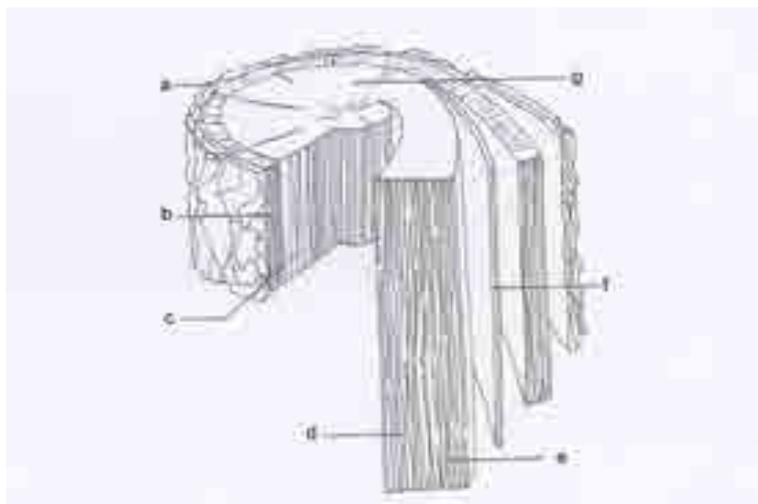


Figura 2.3 Sezioni del tronco:
a) corteccia esterna; b) corteccia interna; c) anelli di accrescimento; d) durame; e) albume; f) cambio; g) xilema

Da un punto di vista tecnologico bisogna fare attenzione ai seguenti difetti:

Imperfezioni di struttura:

- fusto incurvato;
- fusto cavernoso;
- fusto contorto;
- eccentricità del midollo;
- fibre sinuose e pieghettate ecc.

Danni provocati da vento, neve, errori nel taglio, trasporto, stagionatura:

- spacchi radiali, dovuti al gelo;
- fenditure longitudinali, che spesso si verificano dopo la riduzione in tavole, a causa di tensioni interne (i "cretti");
- deformazioni, dovute al ritiro durante la stagionatura.

Alterazioni prodotte da animali e funghi:

- cavernosità prodotte da parassiti (larve di insetti);
- marciume bianco e rosso, dovuto a funghi che attaccano il legno quando è mantenuto in luoghi molto umidi;
- tarlatura, da parte di insetti silofagi (il più comune è il capricorno della casa, poi il tarlo, formiche, vespe del legno e termiti).

Ogni pianta ha nei suoi tessuti una certa quantità di acqua, che in parte è libera nelle cavità cellulari ed in parte combinata con le sostanze costituenti i tessuti della pianta stessa. I tronchi tagliati esposti all'aria perdono la loro umidità e comincia così il processo di stagionatura, che è della massima importanza per il successivo impiego del legname. La stagionatura può essere naturale o artificiale.

La deformabilità del legno è in funzione del rapporto fra il ritiro radiale e quello tangenziale, che assumono valori diversi per le varie essenze; hanno una bassa deformabilità (circa 1,4-1,5) il noce, il mogano ed il castagno ed una deformabilità normale (1,6-2) il douglas, il teak, l'acero e l'olmo. Altri legni, come il larice, il faggio, il pioppo, l'abete e il leccio, hanno una deformabilità elevata, compresa fra 2 e 3.

Gli effetti combinati dei vari ritiri che subisce il legno possono portare su una tavola a deformazioni complessive che, qualora eccessive, la rendono inutilizzabile. Sono molto frequenti spacchi e fessurazioni, limitati spesso alle estremità delle tavole.

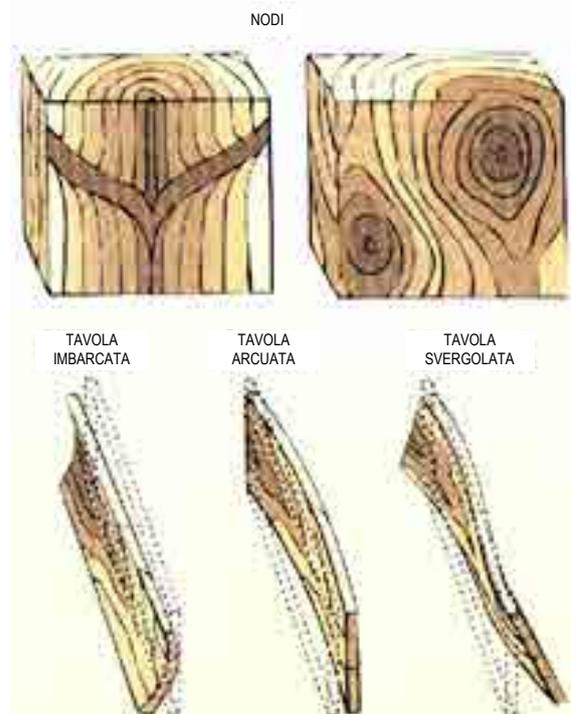


Figura 2.4 Difetti del legno

2.1.3 Caratteristiche meccaniche del legno

Le caratteristiche meccaniche del legno variano entro ampi limiti, che dipendono dall'essenza, dal peso specifico secco, dal grado di umidità, dalla direzione delle fibre rispetto alla sollecitazione e dai difetti del legno stesso (nodi, cipollature, ecc.). Le prove si effettuano su campioni ricavati da legno sano e senza difetti.

Compressione perpendicolare alle fibre. In questo caso i valori del carico di rottura sono molto inferiori a quello assiale; in genere si riducono ad un quinto, con variazioni notevoli in relazione al tipo di legno.

Compressione inclinata rispetto alle fibre. I valori del carico di rottura variano moltissimo in funzione dell'angolo di applicazione del carico.

Trazione. In generale la resistenza a trazione risulterebbe più grande di quella a compressione (almeno doppia), sempre riferita parallelamente alle fibre. Tuttavia la resistenza a trazione è notevolmente ridotta dalla presenza dei nodi e dalle irregolarità della fibratura.

Flessione. Una trave sottoposta a sollecitazione di flessione si deforma elasticamente, producendo sulle fibre interne sforzi di compressione (dove si accorcia) ed di trazione (dove si allunga).

Fluage. Il legno sottoposto a flessione è soggetto al fenomeno del *fluage* (termine francese che indica un lentissimo scorrimento delle fibre del materiale nel tempo, nelle strutture sotto carico e caratteristico anche di altri materiali quali acciaio e calcestruzzo). Gli effetti del fluage nel legno si verificano con aumento notevole della freccia di inflessione, che dopo vari mesi risulta più che raddoppiata. È bene quindi apportare una discreta riduzione al carico di sicurezza per travi in legno inflesse, quando queste sono caricate con carichi permanenti.

Durezza. La durezza è una caratteristica importante per stabilire le difficoltà e le modalità di lavorazione del legno, che può essere spaccato, segato, forato, piallato, raspato, lisciato ecc. La durezza è funzione diretta del peso specifico e dell'età del legno, mentre diminuisce notevolmente con l'aumento dell'umidità.

<i>Molto duri</i>	<i>Duri o abbastanza duri</i>	<i>Mediamente duri</i>	<i>Teneri</i>	<i>Tenerissimi</i>
Ebano Olivo	Acero Faggio Noce	Larice Mogano Castagno	Betulla Abete Ontano	Tiglio Pioppo Balsa

2.1.4 Valori caratteristici

La progettazione con elementi di legno strutturale o con prodotti a base di legno per uso strutturale richiede la dichiarazione dei valori caratteristici di resistenza che costituiscono il “profilo caratteristico” del prodotto considerato.

Valori di riferimento possono essere dedotti dalla norma UNI 11035-2 “Legno strutturale- regole per la classificazione a vista secondo la resistenza e i valori caratteristici per tipi di legname strutturale italiani”.

Valori caratteristici							
Proprietà	Classe	Abete			Larice		
		S1	S2	S3	S1	S2	S3
Flessione (N/mm ²)		2.9	2.3	1.7	4.2	3.2	2.6
Trazione parallela alle fibre (N/mm ²)		1.7	1.4	1.0	2.5	1.9	1.6
Trazione perpendicolare alle fibre (N/mm ²)		0.04	0.04	0.04	0.06	0.06	0.06
Compressione parallela (N/mm ²)		2.3	2.0	1.8	2.7	2.4	2.2
Compressione perpendicolare (N/mm ²)		0.29	0.29	0.29	0.4	0.4	0.4
Taglio (N/mm ²)		0.3	0.25	0.19	0.4	0.32	0.27
Massa volumica media (kg/m ³)		415	415	415	600	600	600

Nella figura 2.5 viene riportata un'esemplificazione delle sollecitazioni di cui sopra:

- A: compressione parallela alla fibra;
- B: compressione perpendicolare alla fibra;
- C: compressione a 45°;
- D: taglio radiale o trasversale;
- E: taglio longitudinale;
- F: trazione parallela alla fibra;
- G: trazione perpendicolare alla fibra;
- H: flessione;
- I: torsione.

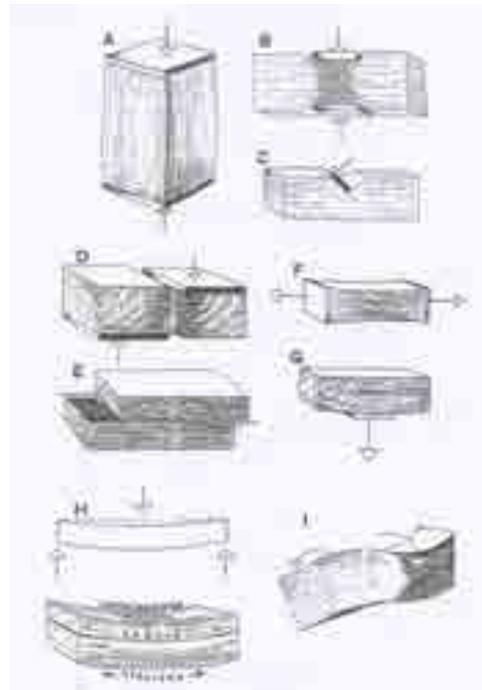


Figura 2.5 Sollecitazioni rispetto alla diversa orientazione della fibra

2.1.5 Collegamenti degli elementi in legno

Per la realizzazione di qualsiasi struttura, che non sia una modesta trave in legno, occorrono dei collegamenti fra i vari elementi costitutivi. Per il legno ci sono i metodi della carpenteria che utilizza gli incastri, oppure si impiegano chiodi e bulloni, per gli elementi inflessi; caviglie ed anelli, per gli elementi compressi; piastre, per sollecitazioni di taglio e

collanti vari. Il sistema più antico è l'incastro, usato in carpenteria e falegnameria, oggi in parziale disuso per l'economia derivante dalla veloce applicazione di pezzi speciali e collanti.

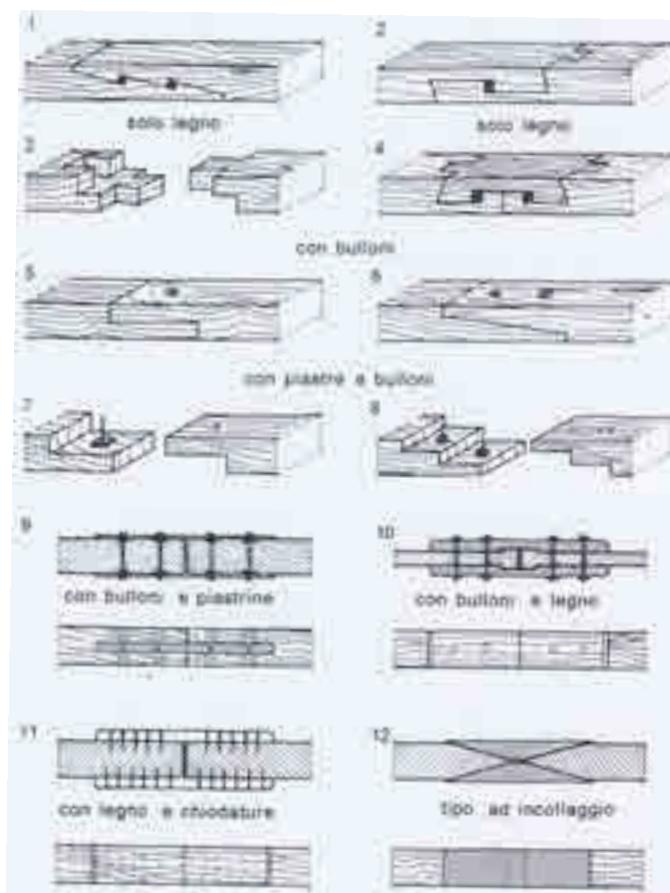


Figura 2.6 Tipologie di collegamenti per elementi in legno

2.1.6 Il legno lamellare

La tecnologia del legno lamellare incollato viene sempre più spesso impiegata per la realizzazione di elementi strutturali di dimensioni tali da non poter essere ricavati, quale pezzo unico, dai tronchi di dimensioni commerciali.

Questa tecnologia consiste nell'assemblare strisce sottili di legno di spessore non superiore a 4 cm, mediante colle a base di formolo e - secondo gli impieghi - urea, resorcina e fenolo; le prime due sostanze sono le più usate, mentre la resorcina viene adottata nelle strutture esposte agli agenti atmosferici.

Longitudinalmente la giunzione delle strisce avviene con incollaggio delle superfici di contatto ampliate mediante fitta dentellatura a pettine; le giunzioni vengono sfalsate nell'altezza della sezione complessiva.

Il risultato è un materiale leggero, resistente ed economico.

Leggero, perché il suo peso specifico è inferiore ai 500 chilogrammi al metro cubo, contro, ad esempio, i 2.000-2.500 del cemento armato e i 7.850 dell'acciaio.

Resistente, perché l'efficienza prestazionale del legno lamellare ai fini strutturali ha qualità simili a quelle dell'acciaio.

Economico, perché il suo ciclo di produzione ottimizza l'uso di una risorsa naturale di per sé povera, offrendo elementi altrimenti non utilizzabili in natura e limitati solo dalle dimensioni di trasporto.



Figura 2.7 Travi in legno lamellare

2.2 La pietra

2.2.1 Generalità

Le ottime qualità della pietra, come il suo peso elevato, la durezza, la resistenza al fuoco ed agli agenti atmosferici, hanno permesso di ottenere costruzioni solide dal punto di vista statico e la cui durata si misura in secoli, e non in anni.

Attualmente la muratura in pietra, a secco o con l'uso di malta, si usa soprattutto per motivi estetici. Normalmente, infatti, si preferisce l'uso di mattoni, più economici, leggeri e resistenti.

Con il rapido incremento della produzione di acciaio e cemento, la struttura muraria in pietra è divenuta ben presto antieconomica e via via sostituita nell'edilizia corrente dalle agili e snelle intelaiature in acciaio e cemento armato, con chiusure di pareti leggere.

Bisogna tuttavia dare atto alla pietra di avere dato un carattere particolare ad intere città e di essere stata elemento determinante in tutti gli stili architettonici del passato, sia sotto il profilo statico che estetico.

La resistenza delle pietre allo schiacciamento e all'abrasione varia moltissimo. Generalizzando, si può dire che tanto più una pietra è pesante, tanto più è resistente. Le rocce più compatte, come il granito, sono molto dure ma difficilmente lavorabili; il contrario vale per quelle più friabili, come il tufo e l'arenaria.

Oltre che per la realizzazione di murature la pietra può essere usata, spaccata o tagliata in cava in lastre, come finitura delle coperture in sostituzione delle tegole, come rivestimento o come pavimentazione

2.2.2 Proprietà delle rocce

Le rocce che vengono impiegate come materiali naturali da costruzione debbono avere particolari qualità.

Per *peso di volume* si intende il peso in chilogrammi di un decimetro cubo di roccia non frantumata. Per le rocce molto compatte, il *peso di volume* è assai vicino al *peso specifico* (ossia al peso dell'unità di volume senza porosità); per le rocce porose, evidentemente, il *peso di volume* è molto più basso del *peso specifico*.

Qualsiasi roccia, per quanto compatta, immersa nell'acqua per un tempo sufficiente, se ne imbeve in misura più o meno rilevante. Questa caratteristica, detta *imbibizione*, è in relazione al grado di



Figura 2.8
Muratura a secco in pietra

porosità della roccia e può essere misurata dal *coefficiente di imbibizione*. La determinazione di tale coefficiente ha una grande importanza pratica in quanto la resistenza di una roccia è inversamente proporzionale alla imbibizione.

L'*assorbimento* è la proprietà che hanno le rocce di assorbire l'acqua per capillarità, quando siano poste a contatto con l'acqua oppure su un terreno molto umido. È chiamata anche *igroscopicità*. Benché non si facciano, in genere, prove sperimentali per stabilire misure di assorbimento, questa proprietà ha una grandissima importanza pratica per l'impiego di rocce in strutture murarie; infatti una muratura, con pietrame molto igroscopico, resta permanentemente umida, con riflessi negativi sull'igiene dell'ambiente.

La *permeabilità* è la capacità della roccia di imbibirsi di acqua e di lasciarsi attraversare da essa sotto una certa pressione idrostatica. Di particolare interesse per impiego di rocce in dighe e serbatoi. La permeabilità può dipendere dalla porosità oppure essere prodotta da fessure attraverso le quali l'acqua si fa strada.



Figura 2.9 Esempio di paramento murario in pietra

La *durevolezza* delle rocce è la capacità di resistere agli agenti atmosferici, in termini di azione chimica, biologica e meccanica. È quindi un requisito essenziale per l'impiego all'esterno delle pietre. Una roccia molto sensibile all'azione del ghiaccio si dice *geliva*; in tal caso pochi inverni sono sufficienti a produrre danni irreparabili. È da notare che è molto più dannosa una alternanza di temperature da sopra a sotto zero che una intera stagione fredda.

Nelle città industriali, inoltre, la presenza di composti ossigenati dello zolfo aggrava l'opera di degradamento del materiale. Energica è pure l'azione della salsedine marina e delle sostanze organiche in fermentazione

In genere le rocce impiegate come materiali da costruzione hanno un *coefficiente di dilatazione* molto basso che varia a seconda della natura del materiale. Nella maggior parte delle costruzioni in pietra, le dilatazioni risultano contenute in limiti tali da non provocare inconvenienti alle strutture.

La *conducibilità termica* è la proprietà che hanno le rocce di essere attraversate dal calore. Essa varia notevolmente a seconda del tipo di pietra; si passa da valori molto bassi nel tufo a quelli piuttosto elevati dei graniti, porfidi e gneiss.

La *resistenza al fuoco* è la capacità di una roccia di mantenere la propria integrità, forma e composizione a contatto con la fiamma o in un ambiente a temperatura elevata. In genere sono discretamente resistenti al fuoco le arenarie, mentre i graniti si fendono e i calcari tendono a calcinarsi.

Con il termine *durezza* si intende la resistenza di una roccia ad essere incisa, logorata, segata; da non confondere con la tenacità che è la capacità di resistere alla rottura per urto. Un criterio di misura pratico è dato dalla *segabilità*. Si possono definire:

<i>tenere</i>	le rocce facilmente segabili con seghe di acciaio a denti;	tufi e calcari tufacei
<i>semidure</i>	quelle difficilmente segabili con seghe di acciaio a denti e facilmente segabili con seghe lisce e sabbia di quarzo;	calcari ordinari, arenarie tenere
<i>dure</i>	quelle segabili con seghe lisce e smeriglio;	calcari cristallini, arenarie forti
<i>durissime</i>	quelle segabili con seghe lisce e polvere di diamante o carborundum	Graniti, porfidi, diaspri

2.2.3 Resistenza alle sollecitazioni

La resistenza alle sollecitazioni è uno dei requisiti essenziali per le pietre impiegate nelle costruzioni. C'è da rilevare che, salvo poche eccezioni, la pietra naturale ha una grande resistenza alla sollecitazione di compressione, mentre il carico unitario che è chiamata a sopportare è in genere molto modesto. Pertanto è poco rilevante che una pietra sia capace di resistere a pressioni elevate, mentre è assai più importante che essa sia in grado di mantenere nel tempo le sue qualità, cioè di essere "durevole".



Figura 2.10 I trulli, esempio di costruzione in pietra

Il D.M. 14/01/2008 prevede che gli elementi naturali costituenti le murature, siano ricavati da materiale lapideo che deve essere non friabile o sfaldabile, e resistente al gelo. Non devono contenere in misura sensibile sostanze solubili, o residui organici. Gli elementi murari devono essere integri senza zone alterate o removibili.

I valori della resistenza caratteristica sono determinati per via sperimentale secondo le modalità definite dalla norma.

VALORI MEDI DELLE CARATTERISTICHE MECCANICHE DI ELEMENTI RESISTENTI NATURALI			
	Carico di rottura		E (10 ³ x kg/cm ²)
	trazione (kg/cm ²)	compressione (kg/cm ²)	
Graniti	20 ÷ 60	1000 ÷ 1800	500 ÷ 600
Tufi vulcanici	7 ÷ 10	30 ÷ 70	30 ÷ 150
Calcari	30 ÷ 70	600 ÷ 1400	400 ÷ 700
Travertini	-	500 ÷ 600	-
Arenarie	10 ÷ 40	400 ÷ 200	80 ÷ 300

2.3 I laterizi

2.3.1 Generalità

I molti prodotti che si ottengono per cottura ad alte temperature delle argille vengono comunemente definiti “prodotti ceramici” e possono essere classificati in base alla porosità o alla compattezza della pasta oppure in base alla loro colorazione.

I laterizi appartengono al tipo di prodotto ceramico a pasta porosa, di forma prestabilita ed usati in prevalenza nell’edilizia. La forma e le possibilità d’uso dei prodotti in laterizio sono state oggetto nel corso dei secoli di un continuo processo evolutivo, accelerato negli ultimi cinquanta anni in funzione delle nuove possibilità di produzione e delle nuove richieste da parte degli operatori, in relazione alla evoluzione delle tecniche costruttive.

L’elemento laterizio di gran lunga più noto ed universalmente usato è il “mattoncino”; non bisogna tuttavia sottovalutare l’importanza della “tegola” e della “pignatta”, il laterizio di forma complessa per la costruzione del solaio, ed infine il “tavellone”.

Dietro questi semplici quattro termini c’è tutto un processo evolutivo del materiale e del suo metodo di produzione ed una notevole cultura del modo di costruire che ha lasciato molti segni positivi sul prodotto architettonico nei vari periodi storici.

2.3.2 Caratteristiche dei laterizi

I laterizi sono materiali artificiali da costruzione di prestabilite dimensioni ricavati dalla cottura di argille con quantità variabili di sabbia, ossido di ferro, carbonato di calcio. Comprendono una vasta gamma di prodotti, che può essere suddivisa in tre categorie:

- materiali laterizi pieni: principalmente il mattone ordinario, i mattoni pressati, le piastrelle da pavimentazione ecc.
- materiali laterizi forati: mattoni forati, tavelle, tabelloni, forme speciali da solaio;
- materiali laterizi da coperture: tegole piani, coppi e pezzi speciali di varia forma.

In generale i pregi dei laterizi possono riassumersi in leggerezza, resistenza, facilità di lavorazione, associati ad un costo modesto rispetto ad altri materiali.

La produzione dei laterizi è stata facilitata dall’abbondanza della materia prima, l’argilla, e della facilità della sua lavorazione, essendo perfettamente plasmabile anche a mano. Per la formatura



Figura 2.11 Muratura di mattoni pieni

degli elementi si è passati dagli stampi di legno riempiti a mano alle presse meccaniche e poi alle filiere, per estrusione della pasta. La difficoltà maggiore è stata quella della “cottura”, che deve avvenire a temperature oscillanti tra 850° e 1100°C (in relazione ai vari tipi di argille), temperature non facili da raggiungere nei primi forni a legna e soprattutto non facili da mantenere con costanza, per cui nella stessa camera di cottura le temperature variavano ampiamente, dando luogo a prodotti assai diversi per resistenza, colore e con notevoli scarti e moltissimo impiego di combustibile.

Il problema della cottura è stato risolto nel 1800 con la fornace a ciclo continuo inventata da Hoffmann, in cui si recupera il calore che andava disperso e si ottiene quindi una grande economia di carbone.

Con l'introduzione dei forni a tunnel, con l'impiego di combustibile a gas od oli minerali, ed il controllo elettronico delle temperature, con cicli di cottura computerizzati, ha risolto definitivamente i problemi della cottura dei mattoni e degli altri materiali argillosi, permettendo di ottenere una produzione pressoché costante per qualità e quantità.

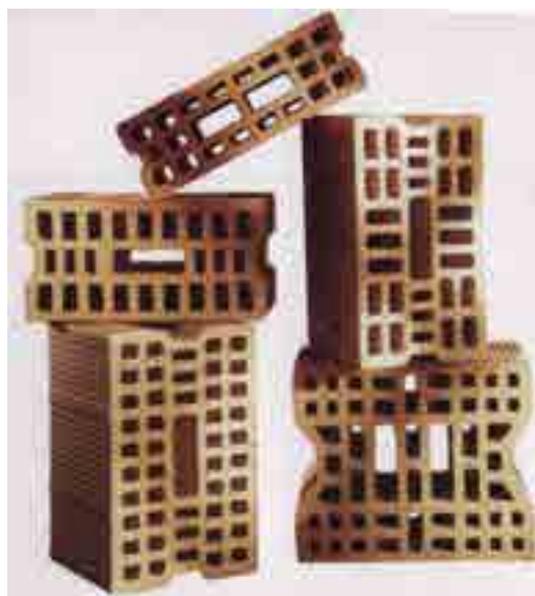


Figura 2.12 Laterizi forati

2.3.3 Tipologia e dimensioni dei laterizi

Il mattone

Generalmente si indica con questo termine un “*manufatto da costruzione ottenuto per essiccazione o per cottura di un impasto di acqua ed argilla, avente la caratteristica di poter essere posato con una sola mano*”.

Il mattone è stato il primo esempio di elemento “modulare” creato dall'uomo le cui caratteristiche geometriche derivano da tradizioni storiche. In particolare:

- la larghezza non può essere superiore a 14 cm perché va posato con una sola mano;
- il peso (circa 3 kg al massimo) è tale da non affaticare l'operaio nelle operazioni di posa.

In generale, le dimensioni sono legate alla tradizione locale ma sono state col tempo unificate ed oggi, col termine “mattone UNI” si intende un elemento dalle dimensioni unificate sull'intero territorio nazionale. Le dimensioni standard sono 5.5x12x25 cm che permettono, con un giunto di 1 cm, il suo montaggio in qualsiasi posizione.

Riguardo alla “modularità”, è da notare che:

- due mattoni sovrapposti sono alti:
 $5.5+1(\text{giunto}) + 5.5 = \mathbf{12}$ cm (uguale alla larghezza del mattone).
- due mattoni affiancati sono larghi:
 $12+1(\text{giunto}) + 12 = \mathbf{25}$ cm (uguale alla lunghezza del mattone)

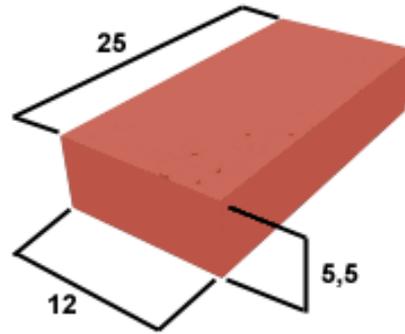


Figura 2.13 Dimensioni del mattone UNI

Il lato lungo 12 cm è chiamato “**testa**”, quindi si conviene misurare lo spessore di muri in “**teste**”.

Per esempio, un muro dello spessore di **38** cm è “**a tre teste**” ($12 \times 3 + 2$ giunti da 1 cm = **38** cm).

Le norme tecniche definiscono i mattoni in relazione alla percentuale di superficie forata. In particolare si definisce:

- mattone pieno: con una percentuale di superficie forata inferiore al 15%. Utilizzato soprattutto per scopi strutturali nella realizzazione di murature portanti.
- mattone semipieno: con una percentuale di superficie forata compresa fra il 15% ed il 45%. Oggi molto utilizzato soprattutto se del tipo a pasta “alveolata” ovvero con porosità maggiore in modo da incrementare le prestazioni in termini di leggerezza, coibenza, inerzia termica, permeabilità al vapore, resistenza al fuoco,
- mattone forato: con una percentuale di foratura superiore al 45%. La foratura permette di alleggerire il blocco e permette di realizzare mattoni di dimensioni maggiori a favore della velocità di costruzione. Inoltre, i vuoti d’aria rendono la muratura termicamente più isolante. L’aria è infatti un buon isolante rispetto al laterizio e quindi il passaggio di calore è più difficile. Tuttavia la muratura realizzata con mattoni forati non è molto resistente al fuoco.

La pignatta

Con questo termine si intende, in generale, un elemento annegato in un conglomerato (solitamente cementizio, come il calcestruzzo) che ha lo scopo principale di alleggerire la struttura.

La pignatta nasce nel periodo, ormai superato, in cui i solai si gettavano interamente in opera, costruendo delle grandi casseformi piane su cui si poggiavano le file di pignatte, distanziate tra loro per ospitare il calcestruzzo. La pignatta, quindi, assume la funzione di cassaforma a perdere.

La pignatta, comunque, assolve anche al compito di limitare lo scambio termico tra due piani di un edificio divisi da un solaio: il laterizio forato, unico materiale che ha composto le pignatte per secoli, permetteva la creazione di micro camere d’aria che limitavano il passaggio del calore e del suono.

La pignatta oggi non è più solo di laterizio forato, ma è anche di polistirolo, di materiali riciclati da altre lavorazioni: sono molte le soluzioni tecniche che le ditte del mondo dell'edilizia offrono agli addetti ai lavori.

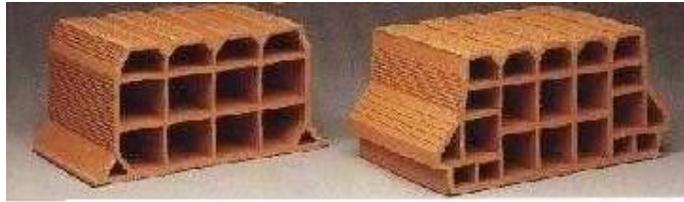


Figura 2.14 Pignatte per solaio latero cementizio

La tavella

Con questo termine si indicano i tipi di laterizi forati che hanno la lunghezza molto grande rispetto allo spessore.

Le tavelle hanno uno spessore di 3-4 cm, la base costante di 25 cm e la lunghezza variabile (50-80cm per strutture portanti).

I tavelloni sono tavelle con dimensioni maggiorate (spessore più utilizzato 6 cm, lunghezza da 80 a 120 cm).

Sono spesso utilizzate per la realizzazione di solai in acciaio e laterizio (tipologia costruttiva ricorrente nei lavori di ristrutturazione) con funzione di cassaforma a perdere su cui viene realizzata una soletta in calcestruzzo armato con rete elettrosaldata.

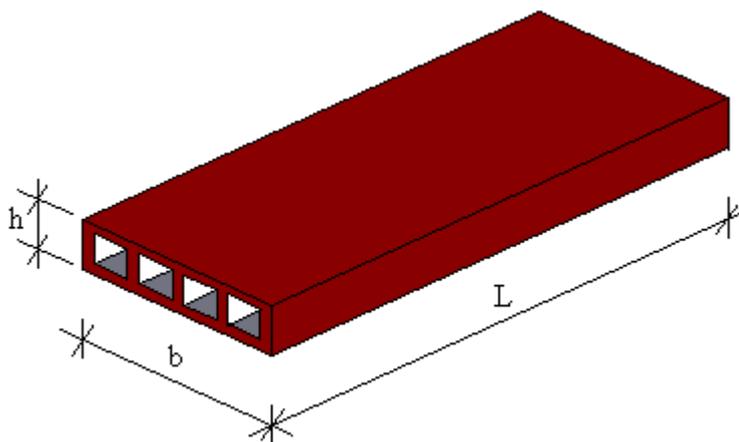


Figura 2.15 Esempio di tavella

2.4 Le malte

2.4.1 Generalità

L'impasto di un legante con acqua, con o senza aggiunta di sabbia o di pozzolana, prende il nome di malta: questa si dice semplice se l'impasto è fatto di solo legante e acqua, o composta se a formare l'impasto concorrono oltre al legante (calce, cemento, gesso) e l'acqua, anche la sabbia o la pozzolana². L'una e l'altra vengono distinte a loro volta in aerea ed idraulica, a seconda dell'attitudine a far presa solo all'aria, oppure tanto all'aria che sott'acqua.

2.4.2 Le calci aeree

Si ottengono per cottura a temperatura superiore ai 900°C, di rocce calcaree o dolomitiche, le quali al di sopra dei 900° si dissociano appunto in ossido di calcio e ossido di magnesio, costituenti la calce viva e in anidride carbonica. Per produrre la malta di calce si impiega il grassello di calce ottenuto con lo spegnimento della calce in acqua. Nella fase dello spegnimento, la calce viva in zolle viene disposta nel truogolo e inaffiata con acqua: la massa si gonfia, si sgretola, con sviluppo di calore e diventa un poltiglia che si fa passare attraverso una reticella per trattenere le impurità e le parti di calce non spenta, in una fossa rivestita di muratura detta calcinaia.

Le calci aeree fanno presa e induriscono solo all'aria.

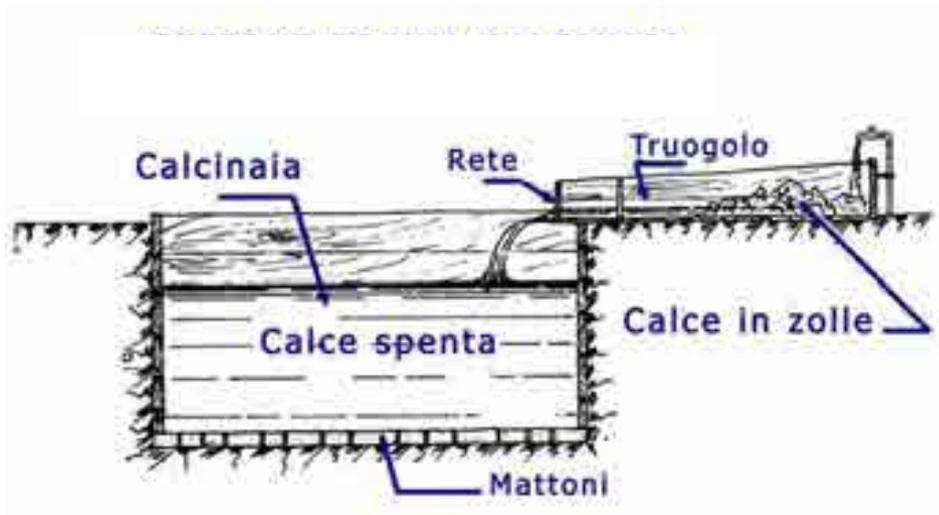


Figura 2.16 Sezione di una calcinaia

² La pozzolana è un prodotto naturale di origine vulcanica, costituito prevalentemente da silicati idrati di allumina, silice (per il 70%) e da altri elementi quali ossidi di ferro, calcio, potassio, sodio e magnesio. Il nome deriva dalla località di cava, baia di Pozzuoli, presso Napoli, da cui la prelevavano i Romani.

2.4.3 Le calci idrauliche

Si ottengono per cottura fra i 900° ed i 1000°, in forni a funzionamento continuo di calcari aventi un contenuto di argilla compreso fra il 10% ed il 22%. Le calci di questo tipo possono essere debolmente idrauliche, mediocrementemente idrauliche, idrauliche, eminentemente idrauliche a seconda del tempo necessario per far presa. Le calci idrauliche come detto, fanno presa sia all'aria che in presenza di acqua; quindi possono essere usate per strutture murarie sotto il piano di campagna ed in luoghi molto umidi.

Anticamente, per avere malte che indurivano nell'acqua si aggiungeva alla calce aerea la "pozzolana". Per ottenere una buona malta, si mescola una parte di grassello di calce con tre o quattro parti di pozzolana. L'aggiunta della pozzolana alla malta di calce aerea, oltre a dare la possibilità della presa nell'acqua, conferisce alla malta stessa una maggiore resistenza a compressione.

2.4.4 Malte bastarde

Si intendono con questo termine, malte eseguite con l'aggiunta di altri leganti oltre quello fondamentale, in modo da conferire alle malte stesse particolari requisiti di idraulicità e resistenza. Le malte bastarde trovano largo impiego per le strutture murarie di qualsiasi tipo e per la posa in opera delle pavimentazioni e dei rivestimenti.

2.4.5 Malte di gesso

La malta di gesso si ottiene mescolando un volume di gesso in circa mezzo volume di acqua. La presa è molto rapida, per cui la malta deve essere preparata in piccole quantità e subito adoperata. Le malte di gesso trovano larga applicazione per gli intonaci interni, per il costo modesto del gesso e la facilità di applicazione. Occorre tener presente che il gesso indurendo, aumenta di volume, e per questo la malta di gesso è largamente impiegata per il fissaggio a muri e pareti di grappe, tasselli, staffe. Il gesso non può essere posto in opera all'esterno, a causa della solubilità in acqua; infine non può essere posto a diretto contatto con materiali ferrosi, che attacca con notevole rapidità.

2.4.6 Resistenza e composizione delle malte

Per garantire durabilità è necessario che i componenti la miscela non contengano sostanze organiche o grassi o terrose o argillose.

Le prestazioni meccaniche di una malta sono definite mediante la sua resistenza media a compressione f_m in base al DM 14/1/08. La categoria di una malta è definita da una sigla costituita dalla lettera M seguita da un numero che indica la resistenza espressa in N/mm^2 secondo la tabella seguente:

Classe	M 2,5	M 5	M 10	M 15	M 20	Md
Resistenza a compressione N/mm^2	2,5	5	10	15	20	d
d è una resistenza a compressione maggiore di $25 N/mm^2$ dichiarata dal produttore						

La composizione tipica in volume delle malte è appresso riportata:

Classe	Tipo di malta	Composizione				
		Cemento	Calce aerea	Calce idraulica	Sabbia	Pozzolana
M 2,5	Idraulica	-	-	1	3	-
M 2,5	Pozzolonica	-	1	-	-	3
M 2,5	Bastarda	1	-	2	9	-
M 5	Bastarda	1	-	1	5	-
M 8	Cementizia	2	-	1	8	-
M 12	Cementizia	1	-	-	3	-

2.5 Il calcestruzzo

2.5.1 Generalità

I calcestruzzi o conglomerati cementizi sono malte idrauliche composte, che si ottengono impastando con **acqua** un **legante idraulico**, **sabbia** e **ghiaia** o **pietrisco** (inerti).

Il dosaggio classico del calcestruzzo prevede:

- Sabbia 0.4 m³
- Pietrisco 0.8 m³
- Cemento 300 kg
- Acqua 120 l

La resistenza maggiore rispetto alle malte deriva dall'uso della ghiaia in aggiunta alla sabbia: gli sforzi infatti vengono assorbiti principalmente dai grani di ghiaia mentre la sabbia ed il cemento servono soprattutto a "tenere insieme" il tutto.

Il risultato da ottenere è rappresentato nella figura 2.17: un conglomerato dove lo spazio lasciato libero tra i grani di sabbia e ghiaia sia il minore possibile, per fare in modo che lo spessore di cemento che li tiene legati sia sottile.

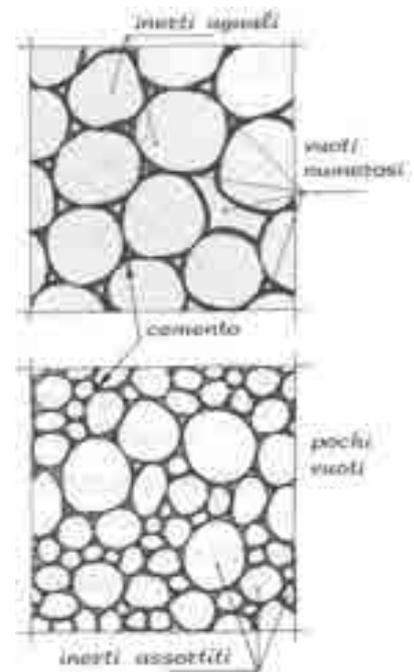


Figura 2.17
Assortimento degli inerti

2.5.2. Requisiti dei componenti di malte e calcestruzzi

Inerti

Sono idonei alla produzione del CLS gli inerti ottenuti dalla lavorazione di materiali naturali, ovvero provenienti da processi di riciclo. Gli inerti naturali o di frantumazione devono essere costituiti da elementi non gelivi, privi di parti friabili, polverulente, terrose e di sostanze comunque nocive all'indurimento del conglomerato ed alla conservazione delle armature come i sali.

La sabbia sia essa naturale o artificiale (ottenuta cioè, mediante frantumazione i rocce dure), deve essere costituita da elementi di diametri ben assortiti, fisicamente e chimicamente resistenti. Le *sabbie* si classificano in grosse, medie e fini, a seconda che il diametro dei grani sia rispettivamente di mm 5-2.2-0.5 o inferiore a 0.5. Sono preferibili le sabbie grosse e le medie mentre le fini sono consigliate per intonaci. Il peso di volume di una sabbia è di circa 1400-1650 kg/m³ (asciutta) o 1800-2000 kg/m³ se bagnata.

La *ghiaia*, fermo restando i requisiti generali degli inerti, è caratterizzata da elementi di diametro in genere non superiore a 3 cm (per strutture in cemento armato si preferisce non superare i 2 cm). Nelle ghiaie il volume dei vuoti è del 35-40% o del 40-50% di quello totale a seconda che trattasi di

ghiaia ad elementi assortiti oppure di uguale grandezza. Il peso di volume delle ghiaie asciutte si aggira intorno ai 1800 kg/m^3 .

Acqua

L'acqua per gli impasti deve essere limpida, non contenere sali in percentuali dannose e non essere aggressiva (né acida né basica).

L'acqua è indispensabile nel calcestruzzo per determinare la reazione di idratazione del cemento (presa). Per questa azione è sufficiente una quantità di circa 30 litri per ogni 100 kg di cemento

Nella prima fase, l'acqua a contatto con i granuli del cemento forma una massa gelatinosa che avvolge gli stessi granuli e li salda (presa, *durata 0,5/1 h*).

Nella seconda fase, nella massa gelatinosa vengono a formarsi dei cristalli di silicati di calcio che concorrono a collegare ancora più intimamente i granuli (indurimento, *durata 28 gg*)

Il rapporto acqua/cemento ottimale è stimato in 0.45 (l/kg) .

Un eccesso d'acqua risulta dannoso in quanto comporta:

Diminuzione della resistenza a causa del dilavamento (trascinamento del cemento fuori dall'impasto) e della maggiore porosità dopo l'evaporazione;

Aumento del ritiro del CLS;

Rischio di separazione degli inerti, che tendono a stratificare a seconda del loro peso specifico.

Cemento

Il cemento è il più versatile e resistente dei leganti in generale. Il cemento Portland (dal nome della prima cava) si ottiene per macinazione del clinker (consistente essenzialmente in silicati di calcio) con aggiunta di gesso, calce, silice e ossido di ferro per regolare il processo di idratazione.

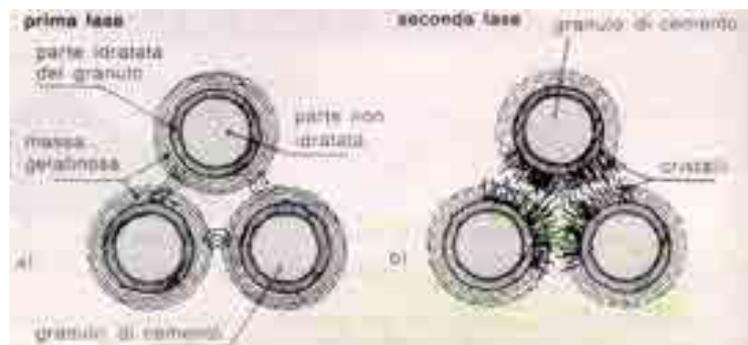


Figura 2.18 Fasi di presa e indurimento

2.5.3 Caratteristiche meccaniche del calcestruzzo

La caratteristica principale del calcestruzzo è la sua resistenza a compressione, la cui determinazione avviene sperimentalmente con prove di schiacciamento su provini di calcestruzzo opportunamente confezionati e di determinate dimensioni.

Il calcestruzzo viene identificato mediante la resistenza convenzionale caratteristica a compressione misurata su provini cubici (lato 150 mm), R_{ck} , definita come “*quel particolare valore della resistenza a compressione al di sotto del quale ci si può attendere di trovare al massimo il 5% di tutti i valori delle resistenze di prelievo*”.



Figura 2.19 Campione di prova sottoposto a compressione

2.5.4. Il cemento armato

Il principio di costruzione del cemento armato o più propriamente del calcestruzzo o conglomerato armato è basato sulle caratteristiche dei due componenti:

- il calcestruzzo che può sopportare grandi sforzi di compressione;
- l'acciaio che può sopportare grandi sforzi di trazione.

L'unione e la collaborazione dei due materiali è resa possibile dalle seguenti caratteristiche:

- Assenza di reazioni chimiche tra la pasta di cemento e l'acciaio;
- Corrosione dell'acciaio impedita dalla pasta di cemento (per la presenza di idrato di calcio nel cemento);
- Aderenza mutua fra calcestruzzo e acciaio, che permette la trasmissione degli sforzi;
- Analogia dei coefficienti di dilatazione del calcestruzzo e dell'acciaio ;
- Trasmissione reciproca degli sforzi.

Negli elementi strutturali soggetti in genere a flessione si delimitano due zone separate da un piano neutro, una compressa ed una tesa.

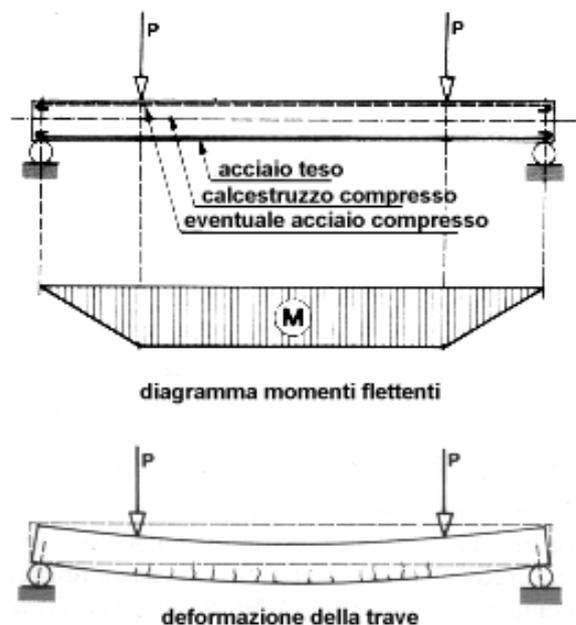


Figura 2.20
Ripartizione degli sforzi in una trave

Se nella zona tesa si dispone opportunamente un'armatura di acciaio, si ottiene un materiale composito di grande capacità di resistente, nel quale gli sforzi di compressione sono assorbiti dal calcestruzzo e quelli di trazione dall'acciaio.

L'armatura del c.a. si può distinguere in 3 categorie:

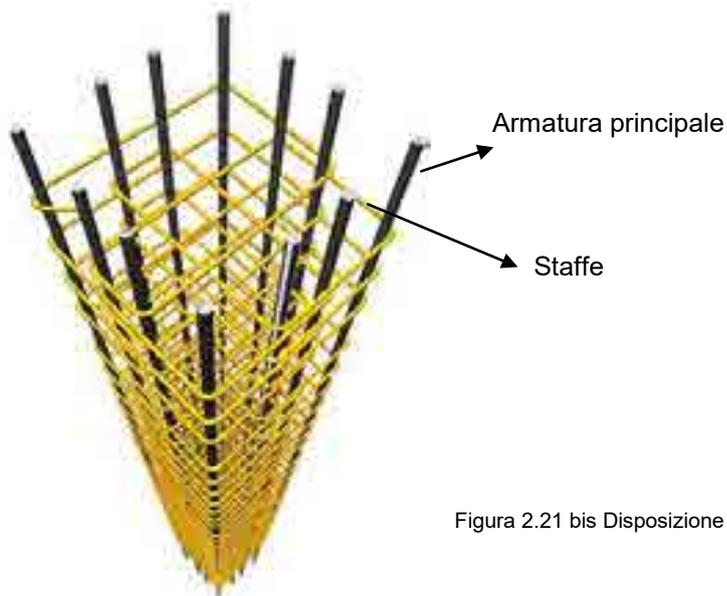
- armatura principale: quella che assorbe gli sforzi di trazione;
- armatura secondaria: quella che assorbe gli sforzi di taglio;
- armatura complementare quella che non ha un preciso compito statico ma si rende necessaria per il posizionamento delle altre due (reggistaffe, ripartitori ecc.)



Figura 2.21 Disposizione tipica delle armature in una trave in c.a.

Staffe

Armatura principale



Armatura principale

Staffe

Figura 2.21 bis Disposizione di armature in un pilastro in c.a.

La qualità e la durabilità del c.a. è fortemente influenzata dalle caratteristiche del calcestruzzo.

Esso deve garantire:

- Massima compattezza da ottenere con buoni inerti assortiti e soprattutto con un'adeguata vibrazione atta ad evitare la formazione di vuoti in vicinanza delle barre di armatura;
- Buon dosaggio di cemento, specialmente per quelle opere che sono esposte agli agenti atmosferici;
- Adeguata resistenza caratteristica da verificare secondo le normative vigenti;
- Impermeabilità, in modo da evitare infiltrazioni che potrebbero favorire la corrosione delle armature.

2.6 L'acciaio

2.6.1 Generalità

Per acciaio si intende una lega costituita da ferro e carbonio nella quale la percentuale di questo secondo elemento è inferiore al 2.06%. Oltre tale limite le proprietà del materiale cambiano e la lega assume la denominazione di ghisa. Il termine ferro è quindi riferito al metallo puro anche se nel gergo comune lo si utilizza per indicare i vari tipi di acciaio.

È un materiale oggi adoperato per la realizzazione di:

- costruzioni metalliche: travi reticolari, tralicci, utilizzato come elemento strutturale portante;
- opere in calcestruzzo armato ordinario: acciaio da carpenteria;
- opere in calcestruzzo armato precompresso: acciaio da carpenteria per la cosiddetta "armatura lenta" ed acciaio da precompressione per cavi, barre, trefoli (pre-tesi e post-tesi).

In particolare la resistenza meccanica, la duttilità, la fragilità, la resistenza fisico-chimica e la durabilità dell'acciaio influenzano pesantemente lo specifico settore di impiego ideale.

2.6.2. Classificazione degli acciai

Una classificazione degli acciai può essere effettuata in relazione alla modalità di produzione. Si distinguono infatti:

- *Acciai Laminati*: ottenuti facendo passare un pezzo di acciaio fra due grossi cilindri paralleli rotanti in senso opposto in modo da ridurre lo spessore;
- *Acciai Trafilati*: ottenuti facendo passare, mediante trazione, fili barre o tubi di una data sezione attraverso una sezione più piccola con conseguente allungamento ed incrudimento del pezzo.

In relazione alla tipologia del processo produttivo, gli acciai laminati si distinguono inoltre in:

- *Laminati a caldo*: I più comuni sono i normali profili a T, a doppia T, ad L, a Z, a C. I profilati sono studiati in modo da ottenere la massima resistenza alla flessione con il minor impiego di materiale.
- *Laminati a freddo*: Hanno piccoli spessori e sono in genere ricavati da lamiere opportunamente sagomate.

Per la realizzazione di strutture ed elementi portanti in acciaio si utilizzano una serie di profilati commerciali. Le fonderie infatti producono acciai da carpenteria seguendo precisi standard internazionali riguardo alla forma della sezione della barra; le più comuni sono:

- Sezioni a doppio T

Sono sezioni ottimizzate, ovvero quasi tutto il materiale esplica la sua resistenza sotto sollecitazione. Le prime applicazioni di profilati ottimizzati, una volta compreso che la semplice sezione rettangolare "sprecava" inutilmente materiale al centro, sono stati i binari.

- **IPE**, acronimo di **E**uropean **P**rofile (**I** richiama la forma): sezioni aventi l'altezza dell'anima circa doppia della larghezza delle ali. Sono indicate dalla dicitura IPE e sono seguite da un numero che indica l'altezza in millimetri. Lavorano bene a flessione poiché gli sforzi maggiori sono concentrati nelle ali dove c'è la maggior parte del materiale. Sono utilizzate spesso come architravi (schema di "trave appoggiata"), rappresentano l'elemento portante in molti tipi di balconi (funzionamento a "mensola incastrata") e a volte hanno anche la funzione di pilastri.
- **HE**, (**E**uropean, **H** richiama la forma): sezioni con base circa uguale all'altezza. Sono indicate dalla dicitura *HE*, seguita da una lettera (*A*, *B* o *M* a seconda dello spessore - crescente - dell'ala che è comunque maggiore di quello dell'anima) e da un numero che indica l'altezza in millimetri. Sono molto usate come pilastri (raggio d'inerzia maggiore rispetto all'equivalente IPE e quindi minor rischio di fenomeni di instabilità) e anche come travi, soprattutto in particolari tipi di solai.

- Angolari

- **L** (a lati uguali e diseguali): utilizzati - accoppiati con altri angolari tramite imbottiture e calastrelli³ - come elementi strutturali in travi reticolari ma sono usati anche come fazzoletti per bullonature nonché come piccoli sostegni e ancoraggi di telai o di elementi in legno.

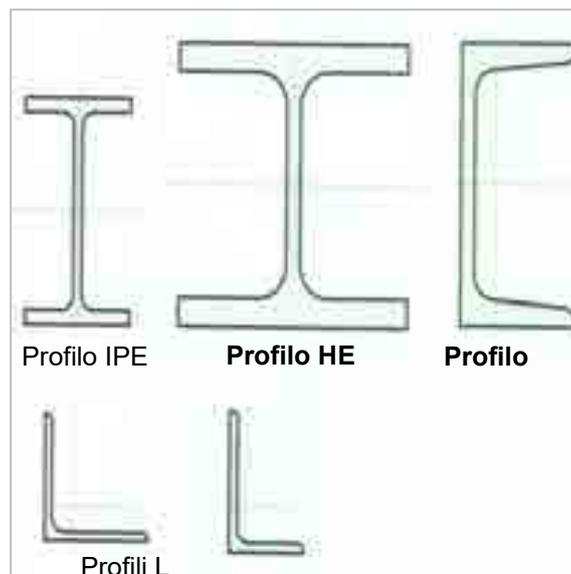


Figura 2.22 Sezioni di profilati

³ Imbottiture: piastre di acciaio saldate tra i profilati accoppiati. Calastrelli: piastre di acciaio di collegamento trasversale tra i profilati

2.6.3 Caratteristiche meccaniche

L'attuale normativa Italiana (D.M. 14/01/2008) stabilisce l'accettabilità dell'acciaio a seconda delle caratteristiche prestazionali.

In particolare la norma fa riferimento ai seguenti parametri:

- *Tensione di snervamento*: è il valore della sollecitazione alla quale è sottoposto un materiale per la quale il comportamento passa dal tipo elastico al tipo plastico. Da un punto di vista microscopico al suo raggiungimento parte il movimento delle dislocazioni già presenti.
- *Tensione di rottura*;
- *Rapporto* fra i due valori precedenti;
- *Allungamento*;

I valori di cui sopra sono facilmente desumibili dalla cosiddetta prova di **trazione**, in cui un provino di forma normata, realizzato con il materiale da esaminare, viene sollecitato esclusivamente a trazione fino a rottura.

Il risultato di questa prova è detta curva caratteristica sforzo-deformazione del materiale



Figura 2.23 Prova di trazione su barra di armatura di acciaio

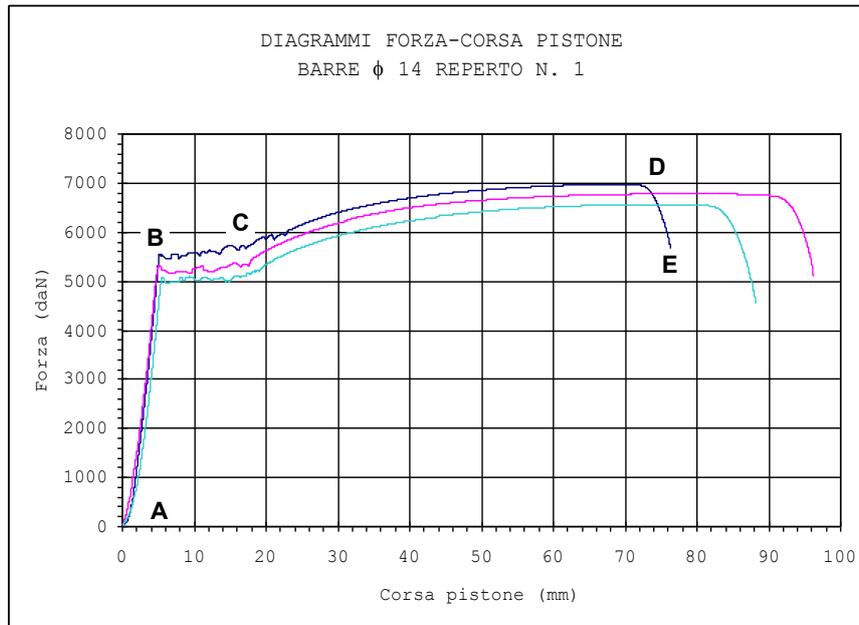


Figura 2.24 Curva caratteristica dell'acciaio

- Il primo tratto del diagramma, contraddistinto dalle lettere AB, è praticamente rettilineo, per cui le deformazioni risultano proporzionali ai carichi. In questa che si chiama **fase elastica**, il materiale, se scaricato della sollecitazione a cui è sottoposto, ritorna nelle condizioni iniziali.
- Tratto BC: è la zona caratteristica detta di **snervamento**. Il materiale ha dei bruschi cedimenti dovuti alla rottura di parte delle fibre e quindi l'allungamento diventa notevole anche se il carico non aumenta;
- Tratto CD: aumentando il carico gradualmente fino al massimo ottenibile, l'allungamento cresce con notevole rapidità. Tale allungamento si ottiene a spese delle altre dimensioni del provino; l'area della sezione trasversale di tutta la provetta si riduce uniformemente con l'intervento del fenomeno della **contrazione laterale**;
- Tratto DE: è la fase finale di **strizione**; la contrazione laterale non è più uniforme su tutta la lunghezza della provetta ma si concentra in un breve tratto della stessa, che si assottiglia gradatamente in modo vistoso, fino al collasso. In questo tratto la curva presenta un andamento decrescente, per cui il carico al momento della rottura risulta inferiore al carico massimo.

Gli acciai attualmente in commercio vengono identificati con sigle che fanno riferimento ai valori caratteristici di cui si è detto sopra. In particolare:

- Acciaio per le strutture in c.a.: **FeB44k** in cui il numero corrisponde alla tensione di **snervamento** in N/mm^2 ;
- Acciaio per le strutture in carpenteria metallica: **S235**, **S275** e **S355** corrispondenti rispettivamente ai "vecchi" **Fe360** – **Fe 430** – **Fe510**. Il numero che segue la lettera S indica la tensione caratteristica di **snervamento** dell'acciaio in N/mm^2 , mentre quello che segue la Fe corrisponde alla tensione di **rottura** in N/mm^2 .

2.6.4 Collegamenti di elementi metallici

Per ottenere strutture complesse, occorre collegare i vari elementi metallici con opportune tecniche. Quelle attualmente più utilizzate sono la saldatura e la bullonatura.

La saldatura: è la tecnica di collegamento più recente. Il metodo maggiormente utilizzato è quello per fusione. In particolare, nella saldatura ad *arco elettrico* viene utilizzato un generatore di corrente a basso voltaggio ed alta intensità munito di due cavi: uno da collegare al pezzo da saldare e l'altro munito di pinza portaelettrodo. Tenendo l'elettrodo a breve distanza dal pezzo da saldare si forma un arco voltaico con il conseguente raggiungimento di temperature elevate, tali da fondere l'elettrodo metallico e riscaldare fortemente il pezzo da unire. Il metallo fuso dell'elettrodo si deposita sul punto e salda le parti costituendo il *cordone di saldatura*. Altro tipo di saldatura è quella a *combustione di gas*, realizzata con fiamma ossidrica (idrogeno e ossigeno) oppure ossiacetilenica (ossigeno e acetilene). La fiamma prodotta dal cannello può raggiungere temperature fino ai 3100°C con la conseguente fusione dei bordi delle parti da unire, che si saldano senza aggiungere altro metallo.

La bullonatura: viene eseguita impiegando viti e bulloni riservando alle prime solo collegamenti per unioni di parti poco sollecitate. Tale tipologia di collegamenti consente di ottenere strutture smontabili e per quanto possibile riutilizzabili. Il bullone è costituito da un gambo filettato parzialmente, con testa esagonale; nella parte filettata viene avvitato il dado, con interposizione di una rondella per migliorare la ripartizione della pressione. In passato era utilizzata anche la chiodatura.

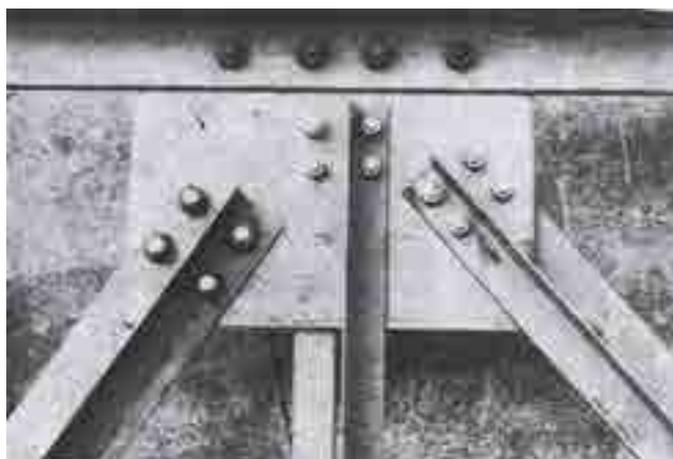


Figura 2.25 Esempio di collegamento bullonato

Bibliografia:

Koenig – Furiozzi – Brunetti – Ceccarelli – Tecnologia delle costruzioni vol.1 ed. Le Monnier;
Manuale Cremonese del Geometra;

www.wikipedia.com;

Servizio Sismico Nazionale - MEDEA - Manuale di esercitazione sul danno e agibilità.

3. AZIONI SULLE COSTRUZIONI

3.1 Introduzione

Il “problema strutturale” consiste nella necessità di trasferire al suolo tutte le azioni alle quali una costruzione può essere sottoposta nella sua vita.

Lo scenario di carico che subisce una costruzione durante la sua vita dipende da tanti fattori e durante un intervento di soccorso è difficile ricostruirne l’evoluzione.

Facendo un’analisi delle norme di settore che nel tempo si sono susseguite si riscontra una costanza nel considerare alcune tipologie di azioni e l’importanza data alla destinazione d’uso del fabbricato.

Quanto segue fa riferimento all’ultimo provvedimento normativo, il DM 14/01/2008 “Norme tecniche per le costruzioni”, emanato nell’ambito dell’aggiornamento biennale previsto dal Decreto Ministeriale 14 settembre 2005.

L’aspetto più importante introdotto a partire dal DM 14/09/2005 è legato a quello che in gergo tecnico viene chiamato “approccio prestazionale”, che consiste nello stabilire quale deve essere il livello di prestazione che deve dare l’edificio, nelle varie situazioni ed elaborare il progetto strutturale in base a questo.

Ad esempio una struttura che ospita un Comando dei Vigili del Fuoco, che deve essere utilizzabile durante le operazioni di soccorso, deve essere progettata per resistere senza subire danni da un eventuale evento sismico, anzi rispetto al più probabile evento sismico previsto per quella zona.

Questa sezione del manuale ha lo scopo di presentare le varie tipologie di carico che possono agire su una struttura per consentire un’analisi critica di uno scenario di dissesto statico.

3.2 Generalità

Si definisce azione ogni causa o insieme di cause capace di indurre stati limite in una struttura.

Le azioni da considerare, in base alle prescrizioni normative di settore, comprendono in genere:

- pesi propri degli elementi costituenti la struttura;
- carichi permanenti;
- sovraccarichi variabili per gli edifici;
- variazioni termiche e idrometriche;
- cedimenti di vincoli;
- azioni sismiche e dinamiche in genere;
- azioni eccezionali.

Solitamente non tutta la costruzione partecipa alla funzione statica di trasferire i carichi al suolo, ma solo una parte di essa che normalmente prende il nome di **struttura**.

Per poter svolgere questo ruolo la struttura deve possedere una serie di requisiti:

- Assicurare equilibrio, cioè deve permanere in uno stato di quiete;
- Possedere una adeguata resistenza, per fronteggiare le sollecitazioni;
- Essere rigida per evitare eccessive deformazioni.

3.3 Classificazione delle azioni

Le azioni che si prevede potranno agire su di una costruzione possono essere classificate in base a diversi punti di vista.

In base **al modo di esplicarsi**, potremo classificare le azioni come:

- a. **dirette**: forze concentrate, carichi distribuiti, fissi o mobili;
- b. **indirette**: spostamenti impressi, variazioni di temperatura e di umidità, ritiro, precompressione, cedimenti di vincolo, ecc.
- c. **degrado**:
 - c.1: endogeno: alterazione naturale del materiale di cui è composta l'opera strutturale;
 - c.2: esogeno: alterazione delle caratteristiche dei materiali costituenti l'opera strutturale, a seguito di agenti esterni.

Con riferimento **alla risposta strutturale** le azioni si è soliti distinguerle tra:

1. **Azioni statiche**, cioè che variano nel tempo così lentamente da indurre nella struttura accelerazioni trascurabili; l'applicazione dei pesi normalmente può essere considerata un'azione di questo genere.
2. **Azioni pseudo statiche**: azioni dinamiche rappresentabili mediante un'azione statica equivalente;
3. **Azioni dinamiche**, per le quali gli effetti delle accelerazioni non sono trascurabili; appartengono a questa categoria l'azione sismica, la forza del vento (per la componente turbolenta), gli effetti di macchinari contenenti parti mobili di un impianto industriale, gli effetti del moto dei veicoli su di un ponte, ecc.

In base **alla loro evoluzione nel tempo e distribuzione nello spazio** si può distinguere tra azioni:

1. **permanenti**: azioni che agiscono durante tutta la vita nominale della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è così piccola e lenta da poterle considerare con sufficiente approssimazione costanti nel tempo:
 - 1.1 peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo);
 - 1.2 peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;

- 1.3 spostamenti e deformazioni imposti, previsti dal progetto e realizzati all'atto della costruzione;
- 1.4 pretensione e precompressione;
- 1.5 ritiro e viscosità;
- 1.6 spostamenti differenziali;
- 2. **variabili**: azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo:
 - 2.1 di lunga durata: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura;
 - 2.2 di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura;
- 3. **eccezionali** : azioni che si verificano solo eccezionalmente nel corso della vita nominale della struttura;
 - 3.1 incendi;
 - 3.2 esplosioni;
 - 3.3 urti ed impatti;
- 4. **sismiche**: azioni derivanti dai terremoti.

3.4 Pesi propri dei materiali strutturali

I pesi per unità di volume dei più comuni materiali, per la determinazione dei pesi propri strutturali, possono essere assunti pari a quelli riportati nel prospetto 3.1. Sono comunque ammessi accertamenti specifici.

Prospetto 3.1.

Pesi per unità di volume dei principali materiali strutturali

MATERIALI	PESO UNITÀ DI VOLUME [kN/m ³]	PESO UNITÀ DI VOLUME [kg/m ³]
Calcestruzzi cementizi e malte		
Calcestruzzo ordinario	24,0	2400
Calcestruzzo armato (e/o precompresso)	25,0	2500
Calcestruzzi "leggeri": da determinarsi caso per caso	14,0 ÷ 20,0	1400 ÷ 2000
Calcestruzzi "pesanti": da determinarsi caso per caso	28,0 ÷ 50,0	2800 ÷ 5000
Malta di calce	18,0	1800
Malta di cemento	21,0	2100
Calce in polvere	10,0	1000
Cemento in polvere	14,0	1400
Sabbia	17,0	1700

MATERIALI	PESO UNITÀ' DI VOLUME [kN/m ³]	PESO UNITÀ' DI VOLUME [kg/m ³]
Metalli e leghe		
Ghisa	72,5	7250
Alluminio	27,0	2700
Materiale lapideo		
Tufo vulcanico	17,0	1700
Calcere compatto	26,0	2600
Calcere tenero	22,0	2200
Gesso	13,0	1300
Granito	27,0	2700
Laterizio (pieno)	18,0	1800
Legnami		
Conifere e pioppo	4,0 ÷ 6,0	400 ÷ 600
Latifoglie (escluso pioppo)	6,0 ÷ 8,0	600 ÷ 800
Sostanze varie		
Acqua dolce (chiara)	9,81	981
Acqua di mare (chiara)	10,1	1001
Carta	10,0	1000
Vetro	25,0	2500
Per materiali non compresi nella tabella si potrà far riferimento a specifiche indagini sperimentali o a normative di comprovata validità assumendo i valori nominali come valori caratteristici.		

3.5 Carichi e sovraccarichi

I carichi ed i sovraccarichi di esercizio sono in genere considerati agenti *staticamente*, salvo casi particolari in cui gli effetti *dinamici* debbano essere debitamente valutati. Ad esempio, nel caso dei ponti ferroviari si deve tenere conto oltre che del peso del treno in transito anche dell'incremento di sollecitazione derivante dai sobbalzi dei vagoni. Tale effetto è detto *dinamico* e viene considerato incrementando fittiziamente il peso del treno.

In linea di massima, in presenza di solai con capacità di ripartizione trasversale (ad esempio per la presenza di una soletta), i carichi ed i sovraccarichi possono assumersi come uniformemente ripartiti. Ciò significa che, ad esempio, il peso degli arredi può essere considerato come "spalmato" sull'intero pavimento e non solo sulla reale superficie di ingombro a terra. In caso contrario, quindi, occorre valutarne le effettive distribuzioni dei pesi sul pavimento.

3.5.1 Carichi permanenti.

Sono considerati carichi permanenti quelli non rimovibili durante il normale esercizio della costruzione, come tamponature esterne, divisori interni, massetti, isolamenti, pavimenti e rivestimenti del piano di calpestio, intonaci, controsoffitti, impianti, ecc., ancorché in qualche caso sia necessario considerare situazioni transitorie in cui essi non siano presenti.

Essi vanno valutati sulla base delle dimensioni effettive delle opere e dei pesi per unità di volume dei materiali costituenti.

I tramezzi e gli impianti leggeri di edifici residenziali possono assumersi in genere come carichi equivalenti distribuiti, quando i solai hanno adeguata capacità di ripartizione trasversale.

3.5.2 Sovraccarichi variabili.

I carichi variabili comprendono i carichi legati alla destinazione d'uso dell'opera; i modelli di tali azioni possono essere costituiti da:

- carichi verticali uniformemente distribuiti [kN/m²];
- carichi verticali concentrati [kN];
- carichi orizzontali lineari [kN/m];

Le intensità da assumere per i sovraccarichi variabili ed orizzontali ripartiti e per le corrispondenti azioni locali concentrate - tutte comprensive degli effetti dinamici ordinari - sono riportate nel prospetto 3.2.

Prospetto 3.2. Sovraccarichi variabili per edifici

Cat.	Ambienti	Verticali ripartiti [kN/m ²]	Verticali Concentrati [kN]	Orizzontali Lineari [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale. Sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi. (ad esclusione delle aree suscettibili di affollamento)	2,00	2,00	1,00
B	Uffici			
	Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico	2,00	2,00	1,00
	Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	3,00	2,00	1,00
C	Ambienti suscettibili di affollamento			
	Cat. C1 Ospedali, ristoranti, caffè, banche, scuole	3,00	2,00	1,00
	Cat. C2 Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi	4,00	4,00	2,00
	Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli per il libero movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, stazioni ferroviarie, sale da ballo, palestre, tribune libere, edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune	5,00	5,00	3,00

Cat.	Ambienti	Verticali ripartiti [kN/m ²]	Verticali Concentrati [kN]	Orizzontali Lineari [kN/m]
D	Ambienti ad uso commerciale.			
	Cat. D1 Negozi	4,00	4,00	2,00
	Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini,	5,00	5,00	2,00
E	Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale			
	Cat. E1 Biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri	≥ 6,00	6,00	1,00 *
	Cat. E2 Ambienti ad uso industriale, da valutarsi caso per caso	-	-	-
F – G	Rimesse e parcheggi			
	Cat. F Rimesse e parcheggi per il transito di automezzi di peso a pieno carico fino a 30 kN	2,50	2 x 10,00	1,00 **
	Cat. G Rimesse e parcheggi per transito di automezzi di peso a pieno carico superiore a 30 kN: da valutarsi caso per caso	-	-	-
H	Coperture e sottotetti			
	Cat. H1 Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione	0,50	1,20	1,00
	Cat. H2 Coperture praticabili	Secondo categoria di appartenenza		
	Cat. H3 Coperture speciali (impianti, eliporti, altri) da valutarsi caso per caso	-	-	-
* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati				
** per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso				

I sovraccarichi verticali concentrati formano oggetto di verifiche locali distinte e non saranno sovrapposti ai corrispondenti ripartiti; essi vanno applicati su un'impronta di 50 x 50 m, salvo che per la Cat. n. 8, per la quale si applicano su due impronte di 200 x 200 mm, distanti 1,60 m.

I sovraccarichi orizzontali lineari vanno applicati a pareti - alla quota di m 1,20 dal rispettivo piano di calpestio - ed a parapetti o mancorrenti - alla quota del bordo superiore. Essi vanno considerati sui singoli elementi ma non sull'edificio nel suo insieme.

I valori riportati nel prospetto sono da considerare come minimi, per condizioni di uso corrente delle rispettive categorie. Altri regolamenti potranno imporre valori superiori, in relazione ad esigenze specifiche.

I sovraccarichi indicati nel presente paragrafo non vanno cumulati, sulle medesime superfici, con quelli relativi alla neve. In presenza di sovraccarichi atipici (quali macchinari, serbatoi, depositi interni, impianti, cc.) le intensità andranno valutate caso per caso, in funzione dei massimi prevedibili; tali valori dovranno essere indicati esplicitamente nelle documentazioni di progetto e di collaudo statico.

In base ad analisi probabilistiche documentate, il progettista, per la verifica di elementi strutturali, potrà adottare una adeguata riduzione dei relativi sovraccarichi.

3.6 Carico da neve

Il carico neve sulle coperture viene valutato secondo la normativa italiana in base ai seguenti due fattori principali:

- μ_j è il coefficiente di forma della copertura;
- q_{sk} è il valore di riferimento del carico neve al suolo.

Il carico agisce in direzione verticale ed è riferito alla proiezione orizzontale della superficie della copertura.

La densità della neve aumenta in generale con l'età del manto nevoso e dipende dalla posizione del sito, dal clima e dall'altitudine: questi fattori sono da considerare nella calibratura del carico sulla costruzione in esame. In Tabella 3.6.1 sono forniti valori indicativi della densità media della neve al suolo.

Tabella 3.6.1

TIPO NEVE	DENSITÀ' DELLA NEVE [kN/m ³]	DENSITÀ' DELLA NEVE [kg/m ³]
Neve fresca, appena caduta	1,0	100
Dopo parecchie ore o giorni dalla caduta	2,0	200
Dopo parecchie settimane o mesi dalla caduta 2	2,5 ÷ 3,5	250 ÷ 350
Neve Umida	4,0	400

3.6.1 Carico neve al suolo.

Il carico neve al suolo dipende dalle condizioni locali di clima e di esposizione, considerata la variabilità delle precipitazioni nevose da zona a zona (fig 3.1).

In mancanza di adeguate indagini statistiche, che tengano conto sia dell'altezza del manto nevoso che della sua densità, il carico di riferimento neve al suolo, per località poste a quota inferiore a 1500 m sul livello del mare, dipende dalla zona e dalla quota s.l.m. della località considerata. Per altitudini superiori a 1500 m sul livello del mare si dovrà fare riferimento alle condizioni locali di clima e di esposizione utilizzando comunque valori di carico neve non inferiori a quelli previsti per 1500 m.

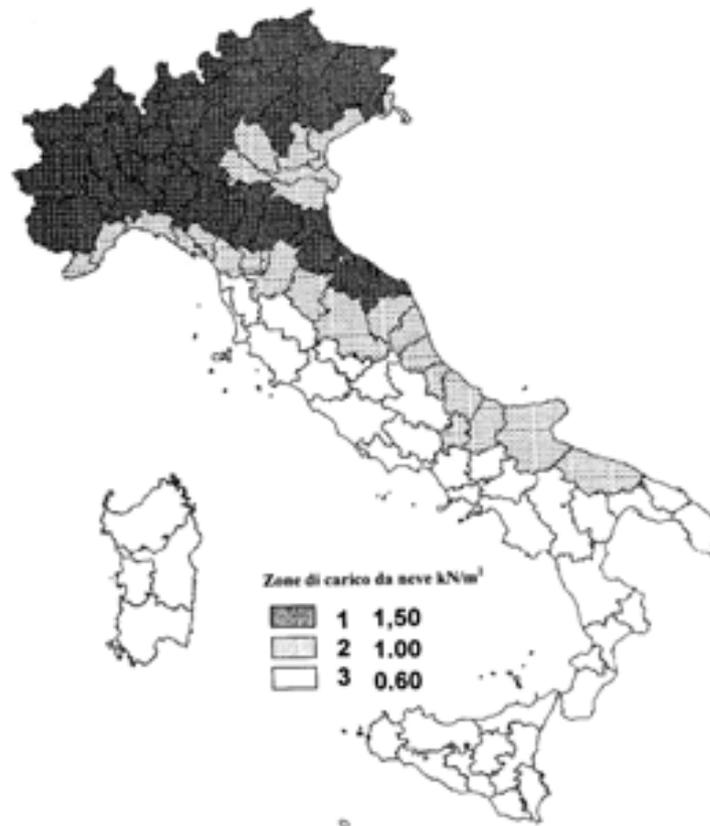


Figura 3.1 Suddivisione in zone ai fini della classificazione per il calcolo del carico da neve

3.6.2 Esempio

Facciamo riferimento al caso di un tetto a due falde sito in L'Aquila ($a_s = 700$ m s.l.m.) con inclinazione delle falde a 30° :

Carico di neve al suolo: ZONA III

$$q_{sk} = 0,51 \cdot [1 + (a_s/481)^2] = 1.6 \text{ KN/m}^2$$

A questo punto si deve valutare come influisce la forma del tetto attraverso i coefficienti di forma, ottenendo come valore del carico da considerare:

$$q_s = 0,8 \cdot q_{sk} = 1.3 \text{ KN/m}^2 \text{ (ovvero circa } 130 \text{ Kg/m}^2\text{)}$$

3.7 Azioni del vento

Il vento, la cui direzione si considera di regola orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo provocando, in generale, effetti dinamici.

Per le costruzioni usuali tali azioni sono convenzionalmente ricondotte alle azioni statiche equivalenti. Le azioni statiche del vento si traducono, infatti, in pressioni e depressioni agenti normalmente alle superfici, sia esterne che interne, degli elementi che compongono la costruzione (fig. 3.2).

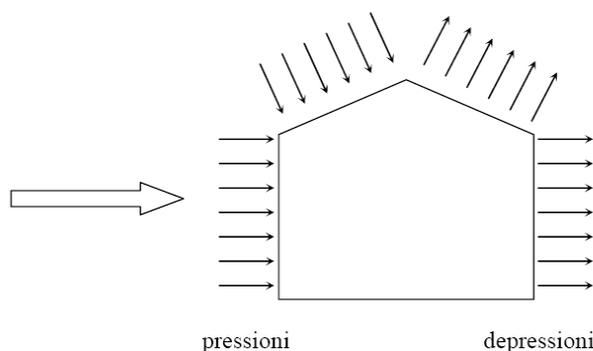


Figura 3.2 azione del vento

L'azione del vento sul singolo elemento viene determinata considerando la combinazione più gravosa della pressione agente sulla superficie esterna e della pressione agente sulla superficie interna dell'elemento.

Nel caso di costruzioni o elementi di grande estensione, si deve inoltre tenere conto delle azioni tangenti esercitate dal vento.

L'azione d'insieme esercitata dal vento su una costruzione è data dalla risultante delle azioni sui singoli elementi, considerando di regola, come direzione del vento, quella corrispondente ad uno degli assi principali della pianta della costruzione.

Anche in questo caso si fa riferimento a una suddivisione del territorio nazionale in zone omogenee, come riportato nella figura seguente:

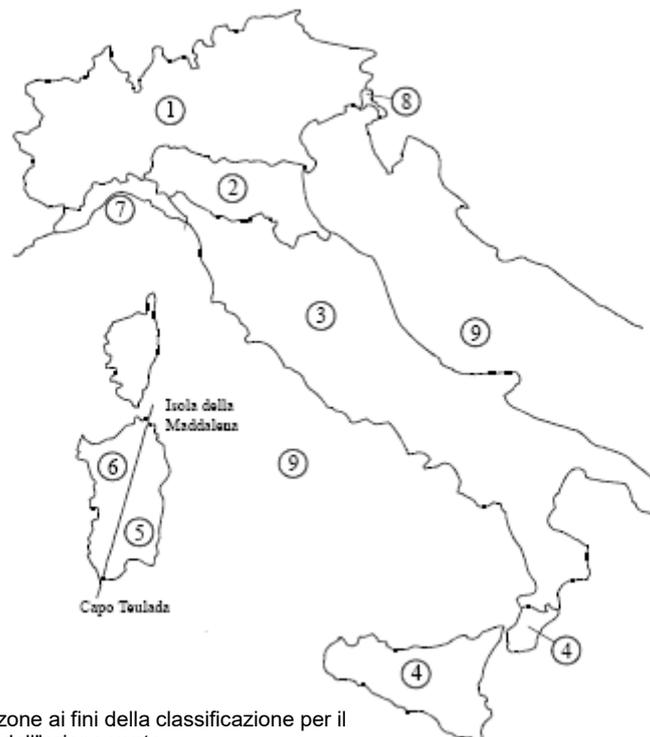


Figura 3.3 Suddivisione in zone ai fini della classificazione per il calcolo dell'azione vento

Ad esempio il calcolo della pressione del vento su di un edificio altezza 10 m, posto nel centro di Roma (ZONA 3) dà come risultato: **S=1.1 KN/m²** (ovvero 110 kg/m²).

3.8 Azione sismica

Il Decreto del Ministro delle Infrastrutture 14 gennaio 2008 definisce l'azione sismica in funzione della tipologia di suolo sottostante il manufatto e l'accelerazione massima prevista. L'azione sismica teorica, inoltre, risulta anche proporzionale alla classe di importanza dell'opera.

A partire dalla accelerazione massima al suolo, si determina l'azione sismica di progetto, cioè l'azione da applicare alla struttura, in funzione dei seguenti parametri costruttivi:

1. tipologia strutturale;
2. numero di piani dell'edificio;
3. regolarità architettonica in pianta e in elevazione.
4. destinazione d'uso dell'edificio

Ripercorrendo la recente storia della classificazione sismica in Italia, l'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20/03/2003 (successiva al terremoto di San Giuliano di Puglia nel Molise) la classificazione delle zone fu modificata rispetto alla precedente classificazione,

mediante l'individuazione di 4 zone sismiche caratterizzate da differenti valori di accelerazione massima attesa al suolo:

Zona	valori di "a" (accelerazione orizzontale max su suolo di categoria A) - a_g è l'accelerazione di gravità -
1	0,35 a_g
2	0,25 a_g
3	0,15 a_g
4	0,05 a_g

Le mappe appresso riportate, oltre ad essere significative per la comprensione dell'evoluzione normativa italiana, mostrano le zone a maggior rischio sismico.

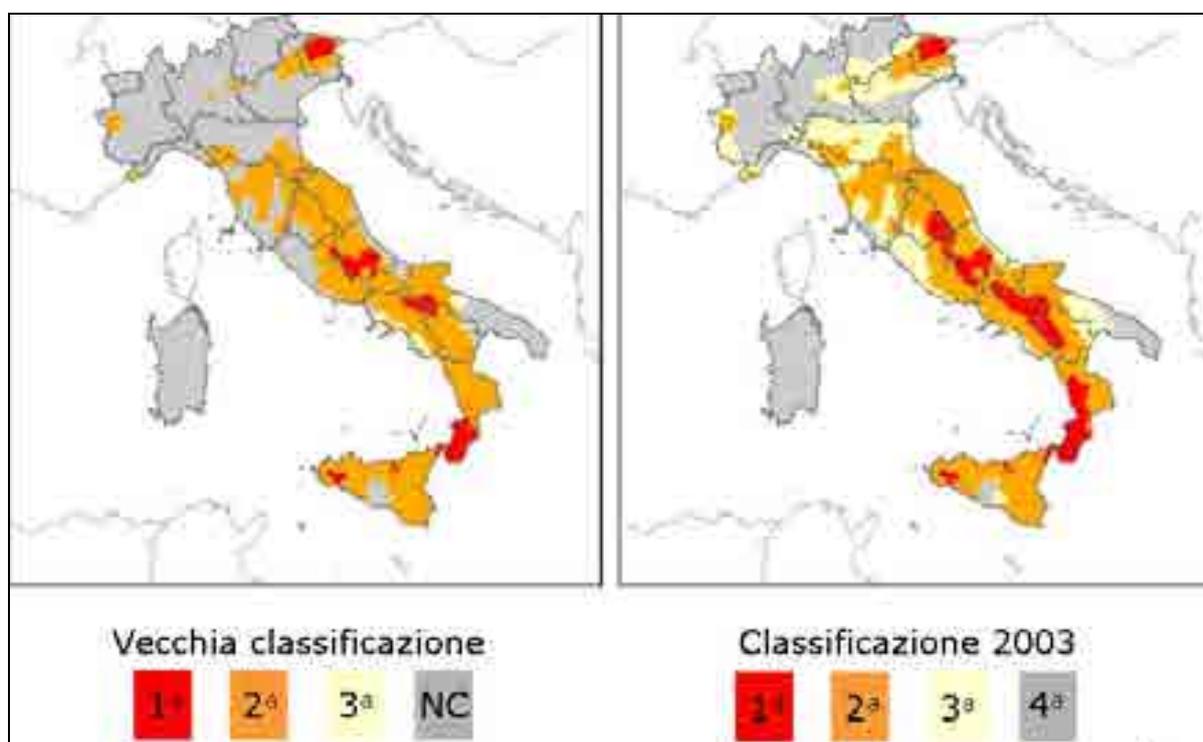


Figura 3.3 Classificazione sismica dell'Italia: confronto tra vecchia e la zonizzazione in vigore fino al 2009

3.9 Variazioni termiche

Variazioni giornaliere e stagionali della temperatura esterna, irraggiamento solare e convezione, comportano variazioni della distribuzione di temperatura nei singoli elementi strutturali.

L'entità dell'azione termica è in generale influenzata da molti fattori: ad esempio, tra le condizioni al contorno, si citano le condizioni climatiche del sito e l'esposizione, tra le condizioni che definiscono l'opera, la massa complessiva della struttura e le disposizioni di elementi non strutturali (finiture,

sistemi di isolamento, impianti, ecc..), oltre alle situazioni di esercizio della struttura (altoforno, civile abitazione, ecc..).

Temperatura dell'aria esterna

La temperatura dell'aria esterna, T_{est} , può assumere il valore T_{max} o T_{min} , definite rispettivamente come temperatura massima estiva e minima invernale dell'aria nel sito della costruzione, con riferimento ad un periodo di ritorno di 50 anni. In mancanza di dati specifici relativi al sito in esame, possono assumersi i valori : $T_{max} = 45 \text{ °C}$; $T_{min} = -15 \text{ °C}$.

Temperatura dell'aria interna

In mancanza di più precise valutazioni, legate alla tipologia della costruzione ed alla sua destinazione d'uso, la temperatura dell'aria interna, T_{int} , può essere assunta pari a 20 °C .

3.10 Incendi, esplosioni ed urti

Il DM 14/01/2010 conferma le tipologie di azioni che agiscono sull'edificio in condizioni particolari legate principalmente all'attività antropica.

3.10.1 Incendi.

Al fine di limitare i rischi derivanti dagli incendi, le costruzioni devono garantire:

- la stabilità degli elementi portanti per un tempo utile ad assicurare il soccorso agli occupanti;
- la limitata propagazione del fuoco e dei fumi, anche riguardo alle opere vicine;
- la possibilità che gli occupanti lascino l'opera indenni o che gli stessi siano soccorsi in altro modo;
- la possibilità per le squadre di soccorso di operare in condizioni di sicurezza.

Gli obiettivi di protezione delle costruzioni dagli incendi, finalizzati a garantire i requisiti suddetti, sono raggiunti attraverso l'adozione di misure e sistemi di protezione attiva e passiva.

La resistenza al fuoco è la capacità di una costruzione, di una parte di essa o di un elemento costruttivo di mantenere, per un tempo prefissato, la capacità portante, l'isolamento termico e la tenuta alle fiamme, ai fumi e ai gas caldi della combustione nonché tutte le altre prestazioni se richieste. Al fine di limitare i rischi derivanti dagli incendi, le costruzioni devono essere progettate e costruite in modo tale da garantire la resistenza e la stabilità degli elementi portanti e limitare la propagazione del fuoco e dei fumi secondo quanto previsto dalle normative antincendio. Gli obiettivi suddetti, sono raggiunti attraverso l'adozione di misure e sistemi di protezione attiva e passiva.

Le prestazioni richieste alle strutture di una costruzione, in funzione degli obiettivi sopra definiti, sono individuate in termini di livello nella tabella 3.10.1:

Tabella 3.10.1 Livelli di prestazione in caso di incendi

Livello I	Nessun requisito specifico di resistenza al fuoco dove le conseguenze del collasso delle strutture siano accettabili o dove il rischio di incendio sia trascurabile;
Livello II	Mantenimento dei requisiti di resistenza al fuoco delle strutture per un periodo sufficiente a garantire l'evacuazione degli occupanti in luogo sicuro all'esterno della costruzione;
Livello III	Mantenimento dei requisiti di resistenza al fuoco delle strutture per un periodo congruo con la gestione dell'emergenza;
Livello IV	Requisiti di resistenza al fuoco delle strutture per garantire, dopo la fine dell'incendio, un limitato danneggiamento delle strutture stesse;
Livello V	Requisiti di resistenza al fuoco delle strutture per garantire, dopo la fine dell'incendio, il mantenimento della totale funzionalità delle strutture stesse.

I livelli di prestazione comportano classi di resistenza al fuoco, stabilite per le diverse tipologie di costruzioni. In particolare, per le costruzioni nelle quali si svolgono attività soggette al controllo del Corpo Nazionale dei Vigili del Fuoco, ovvero disciplinate da specifiche regole tecniche di prevenzione incendi, i livelli di prestazione e le connesse classi di resistenza al fuoco sono stabiliti dalle disposizioni emanate dal Ministero dell'Interno. Per queste ultime il livello I non è ammesso.

3.10.2 Esplosioni.

L'esplosione è una azione di tipo accidentale di natura eccezionale, nei confronti della quale bisogna rispettare i seguenti principi generali:

- adottare la procedura dell'analisi di rischio per identificare gli eventi estremi, le cause e le conseguenze di eventi indesiderati;
- descrivere nel progetto e tenerne conto nel piano di manutenzione delle opere di tutte le precauzioni di sicurezza e le misure protettive richieste per ridurre la probabilità o le conseguenze di situazioni eccezionali.

Generalmente non sono prese in esame le azioni derivanti da esplosioni esterne, azioni belliche e sabotaggio, salvo che ciò non risulti indispensabile per particolari costruzioni e scenari di progetto.

3.10.3 Urti.

L'urto è un fenomeno di interazione dinamica fra l'oggetto dotato di massa e di velocità significativa e la struttura. Le azioni dovute agli urti sono determinate dalla distribuzione delle masse, dal comportamento a deformazione, dalle caratteristiche di smorzamento e dalle velocità iniziali del corpo collidente e della struttura su cui avviene l'impatto.

Nella normativa di settore vengono definite le azioni relative a:

- collisioni da veicoli;
- collisioni da treni;
- collisioni da imbarcazioni;
- collisioni da aeromobili.

4 CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE

4.1 Generalità

Le azioni introdotte nel capitolo precedente inducono uno stato tensionale interno alla struttura ed all'edificio che dipende dalla modalità con cui le azioni si esplicano.

Le sollecitazioni (o caratteristiche della sollecitazione) indotte dai carichi che agiscono sulle costruzioni sono:

- **Sforzo normale**
 - Sforzo normale di trazione
 - Sforzo normale di compressione
- **Flessione**
 - Flessione retta
 - Flessione deviata
- **Taglio**
- **Torsione**

4.2 Sforzo normale

Si definisce sforzo normale l'azione prodotta da forze perpendicolari alla sezione.

Esempi pratici di questa tipologia di sollecitazione sono:

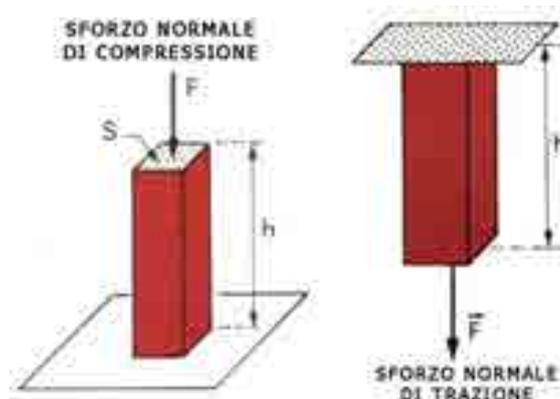
- a) il tiro rispetto alla fune;
- b) il peso dell'automobile sul crick;
- c) il peso del filo sul palo telefonico;

Lo sforzo normale può essere di due tipi:

- **trazione**, quando la forza tende ad allungare le fibre;
- **compressione**, quando la forza tende ad accorciare le fibre.

-

Figura 4.1 Sforzo normale di compressione e di trazione



La forza F è spesso distribuita su tutta la superficie S della sezione, per cui non ci sono problemi; quando però essa è concentrata in un punto, si ammette che dopo un breve tratto di trave essa si distribuisce producendo uno **sforzo uniforme** su tutta la sezione.

In pratica, a sinistra delle sezioni A e B gli sforzi interni s sono distribuiti in maniera uniforme su tutta la sezione (con un diagramma rettangolare riportato in giallo nella figura).

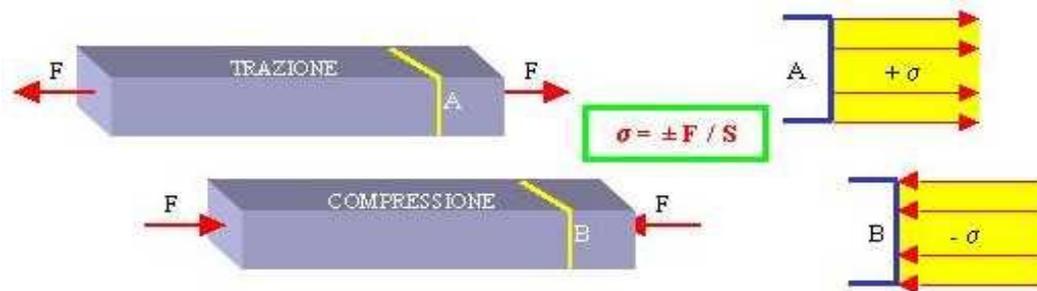


Figura 4.2 Sforzo normale di trazione e di compressione: le tensioni indotte

Da ciò segue che, nel campo elastico del materiale, su ciascun punto della sezione agisce una forza interna costante pari a:

$$\sigma = F / S \text{ [N/mm}^2\text{]}.$$

La sollecitazione normale può essere determinata anche da variazioni termiche sull'elemento strutturale.

Se l'elemento strutturale è vincolato in modo tale che le sue deformazioni assiali sono impediti, il calore genera uno stato tensionale interno del tutto analogo ad uno stato tensionale che si genera con uno sforzo di compressione. Si ha l'effetto opposto di caso di raffreddamento dell'elemento.

4.2.1 Carico di punta

Il carico di punta si ha allorché la lunghezza dell'elemento strutturale è di gran lunga superiore alla minima dimensione trasversale (esperienze condotte in tale senso hanno dimostrato che per $l/h > 15$ si ha rottura per carico di punta).

Il carico critico ovvero il carico per cui si verifica la rottura del materiale sollecitato è direttamente proporzionale al momento d'inerzia della sezione (che dipende dalle dimensioni geometriche della sezione) è inversamente proporzionale alla lunghezza dell'elemento strutturale e dipende dalle sue condizioni di vincolo.

In base a quanto detto, un elemento "snello", sottoposto a compressione, si romperà per il superamento del carico critico, mentre un elemento "tozzo" si romperà per il superamento delle tensioni interne limiti. Facendo riferimento alla figura 4.3, a parità di materiale, sezione trasversale e di carico applicato un elemento snello ha un carico di rottura più basso di un elemento tozzo.

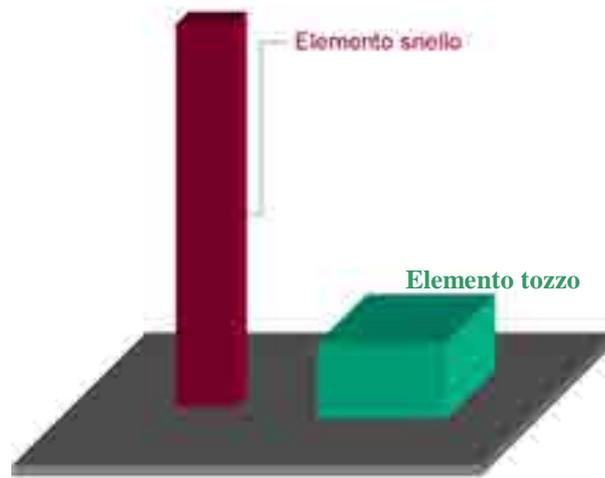


Figura 4.3 esempi di elementi snelli e tozzi

4.3 Flessione

La sollecitazione di flessione può essere di due tipi:

- flessione retta
- flessione deviata

Una sezione si dice che è sollecitata a flessione retta quando la risultante delle sollecitazioni è una coppia⁴ che appartiene ad un piano perpendicolare alla sezione e che passa per uno degli assi principali della sezione stessa (figura 4.4).

In sostanza, una trave è inflessa quando le sollecitazioni esterne la fanno ruotare senza torcersi. L'insieme delle coppie flettenti è detto **momento flettente M_f** .

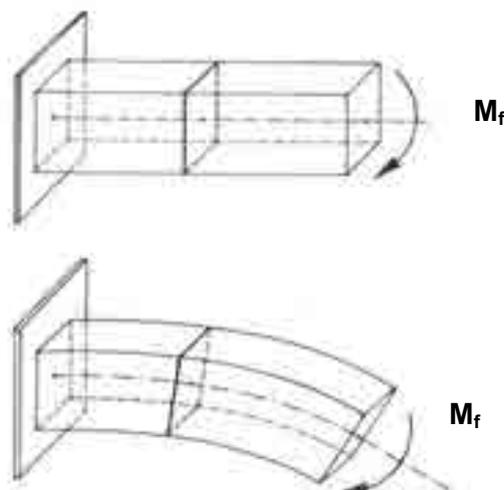


Figura 4.4 Deformazione da flessione semplice

⁴ Forze uguali e contrarie poste ad una distanza "d" detta braccio, determinano una coppia data dal prodotto della forza per il braccio.

A causa dell'azione flettente, parte della sezione è compressa e parte è tesa. Facendo ad esempio riferimento alla fig. 4.5, che rappresenta una sezione di una trave in cemento armato, la parte tratteggiata rappresenta la zona compressa, la parte non tratteggiata è tesa. Si vede come l'armatura metallica viene disposta solo in zona tesa lasciando al calcestruzzo il compito di resistere agli sforzi di compressione nella parte alta della sezione.

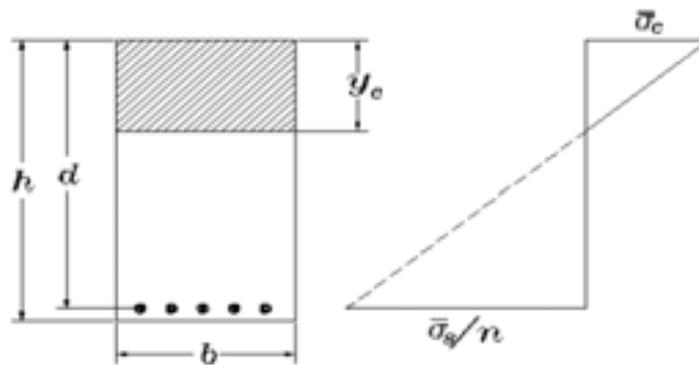


Figura 4.5 Tensioni indotte in una sezione in c.a. semplicemente inflessa

In un elemento che lavora in questo modo, ed è questo il caso più frequente negli edifici in cemento armato, la sezione si dice che è "parzializzata".

4.4 Pressoflessione

Una sezione è sottoposta alla sollecitazione di pressoflessione quando sulla trave agiscono contemporaneamente una forza di compressione (o di trazione) e una coppia.

Le sollecitazioni di compressione semplice o di flessione si manifestano difficilmente nei casi reali ma sono normalmente presenti contemporaneamente sui singoli elementi strutturali.

Basti pensare ad un pilastro di un edificio in cemento armato che sarà sollecitato sia a compressione, a causa del peso proprio e dei carichi trasmessi dai piani superiori, sia a flessione per la presenza dei solai che generano azioni flettenti in testa al pilastro stesso.

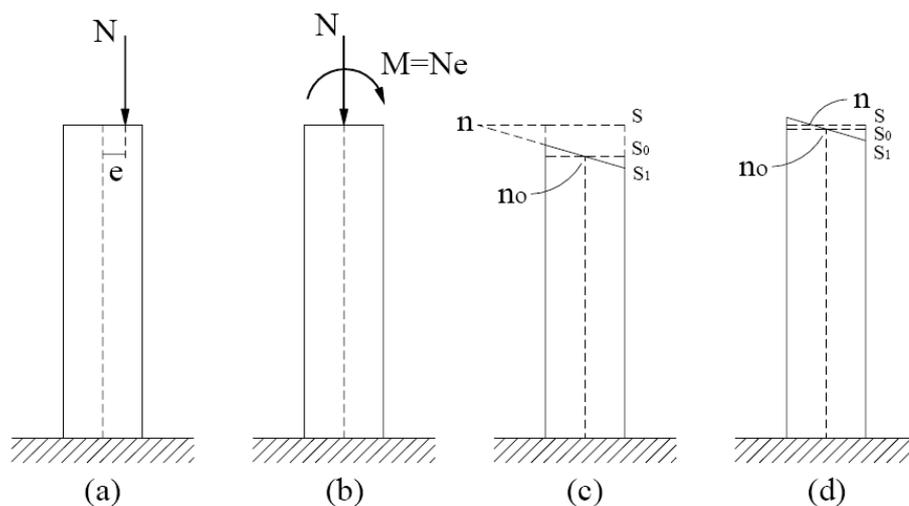


Figura 4.6 Elemento pressoinflesso. (a) Sforzo normale con eccentricità "e". (b) Sforzo normale centrato e momento di trasporto. (c) (d) Deformate da pressoflessione

In questa condizione di carico le tensioni interne indotte sono la somma di diverse componenti: poiché ci sono due azioni quelle di valore costante in tutti i punti della sezione dovute all'azione normale, e quelle variabili a "farfalla" dovute alla flessione.

4.5 Taglio

Si ha una sollecitazione di taglio quando la forza, agente sull'elemento strutturale, è perpendicolare all'asse e passa per esso. Questa definizione assicura che, salvo casi particolari, il taglio è sempre accompagnato dalla flessione. La fig. 4.7 mostra, nella prima schematizzazione, la situazione ideale, nella quale le forze opposte F tagliano la trave in una sezione, di netto, senza produrre nessuna deformazione, se non la dislocazione (spostamento) della parte destra rispetto alla sinistra.

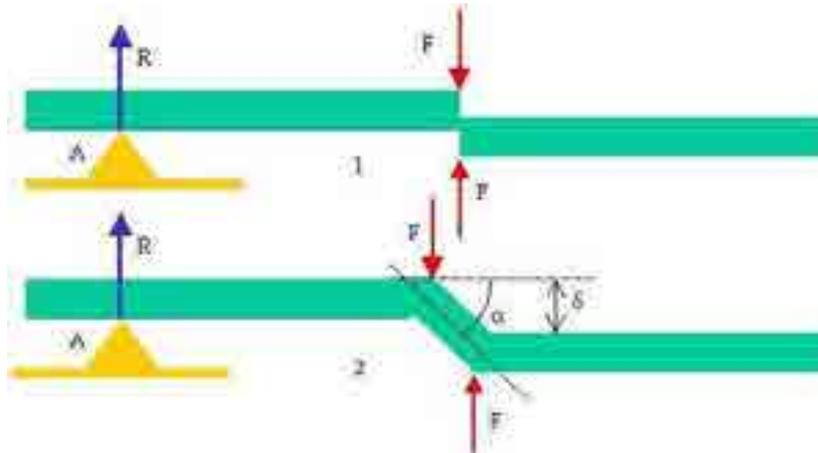


Figura 4.7 Sforzo di taglio

Nella seconda schematizzazione è rappresentata la situazione reale, nella quale le forze producono una grande deformazione, poichè non possono agire su una sola sezione, ma su una zona più o meno ampia; la zona che poi sarà sede del taglio in due parti della trave subisce una dislocazione δ e una rotazione α che dipendono dalle caratteristiche di resistenza del materiale e dallo spessore della trave.

Le azioni di taglio sono quelle che si manifestano in modo particolarmente evidente durante i terremoti.

A differenza delle precedenti sollecitazioni, l'azione da taglio produce uno stato tensionale interno che risulta parallelo alla generica sezione retta.

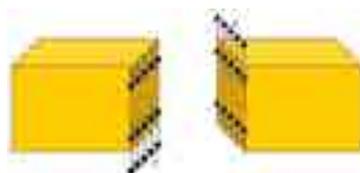


Figura 4.8 Le tensioni da taglio

4.6 Torsione

Si ha sollecitazione di torsione quando l'azione agente sull'elemento strutturale è una coppia agente nel piano della generica sezione e perpendicolare all'asse dell'elemento.

Anche la torsione, come il taglio genera uno stato tensionale interno parallelo alla generica sezione. Da questo deriva il nome dato a queste sollecitazioni: sollecitazioni tangenziali (τ "tau").

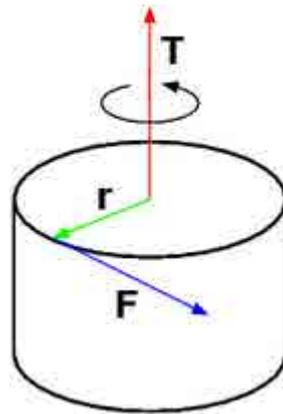


Figura 4.9 La sollecitazione da torsione

5. EDIFICI IN MURATURA



Massenzio, ricostruzione

5.1 Introduzione

I sistemi costruttivi in muratura ordinaria, noti anche con il nome di “costruzioni tradizionali, in virtù del loro utilizzo per molti secoli, e ad oggi non ancora in disuso, sono basati sullo schema statico “*non spingente*” del trilito o su quello “*spingente*” dell’arco o della volta.

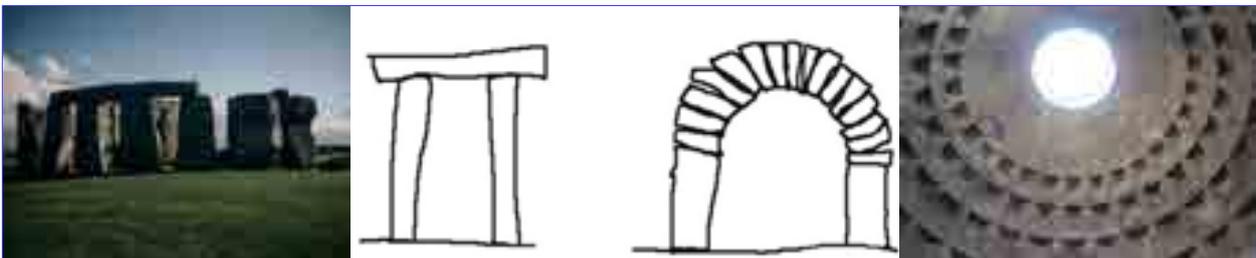


Fig. 5.1 – esempi di utilizzo del trilito e dell’arco o della volta

Il primo sistema in muratura adottato, soprattutto nel passato, può essere descritto sulla base dei suoi elementi essenziali che si riassumono in:

- Fondazioni continue;
- Muri perimetrali e di spina in muratura di pietrame, mattoni o mista;
- Solai di vario tipo semplicemente appoggiati alle strutture murarie;
- Copertura a tetto inclinato (a capanna o a padiglione).

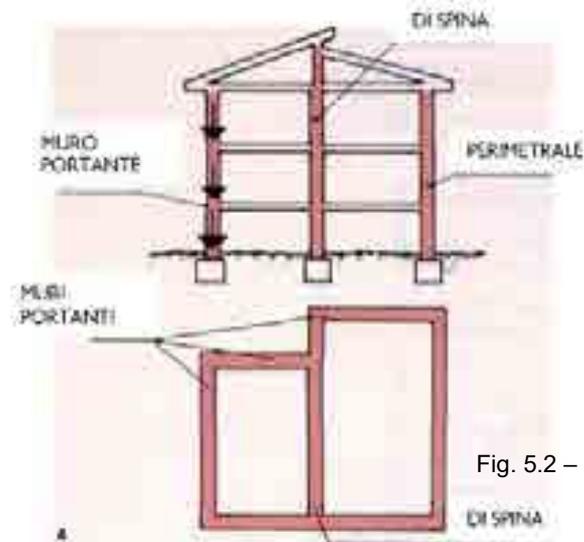


Fig. 5.2 – schema statico a trilitte

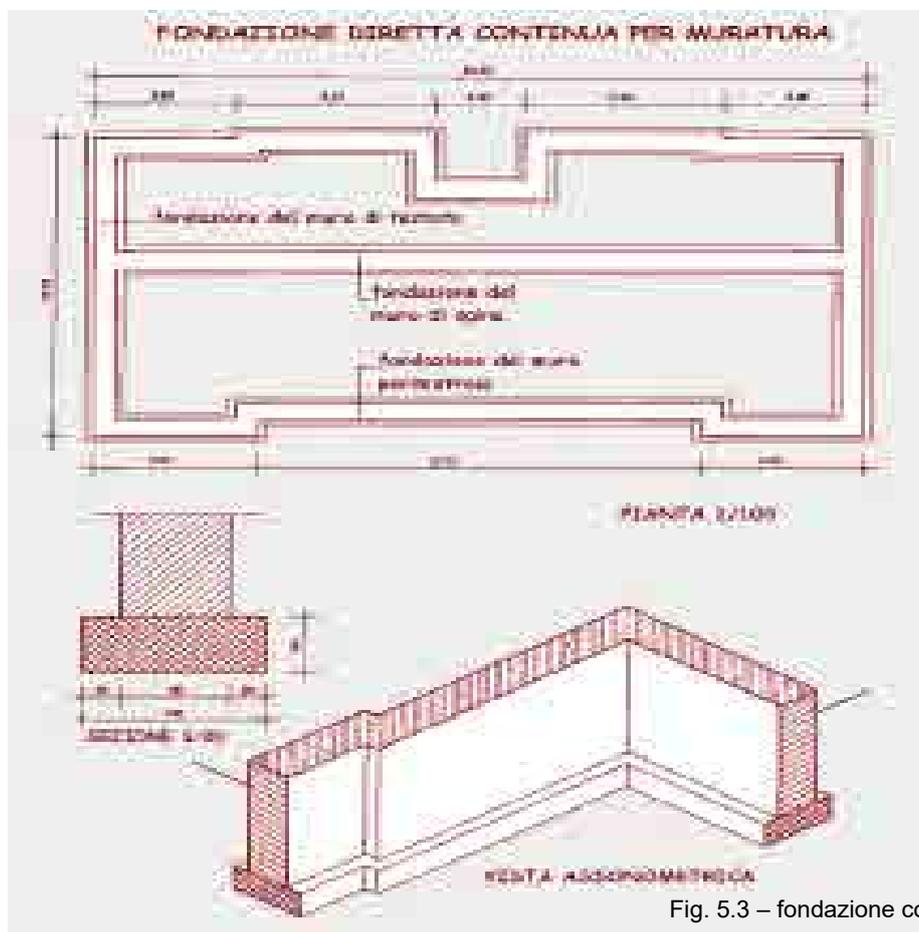


Fig. 5.3 – fondazione continua

Questo sistema può essere attualmente impiegato per edifici di due o tre piani impiegando le tecniche costruttive moderne che permettono la totale esecuzione dell'opera, nella sostanza però, il sistema rimane invariato da quello impiegato precedentemente.

Le fondazioni, del tipo continuo, ripropongono la continuità della struttura d'elevazione e sono quindi proprie degli edifici in muratura (fig. 5.3)

I muri perimetrali, così come rappresentato nelle immagini di seguito riportate, possono essere costruiti in pietra, mattoni o terra.

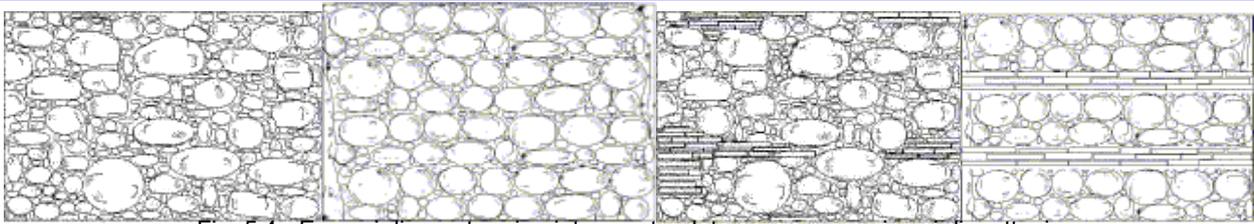


Fig. 5.4 - Esempi di murature in pietra arrotondata senza e con ricorsi di mattoni

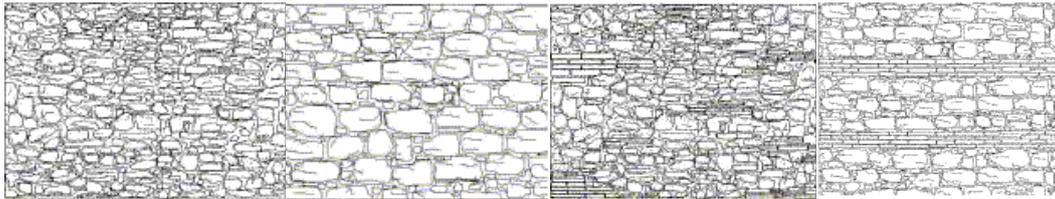


Fig. 5.5 - Esempi di murature in pietra grezza senza e con ricorsi di mattoni

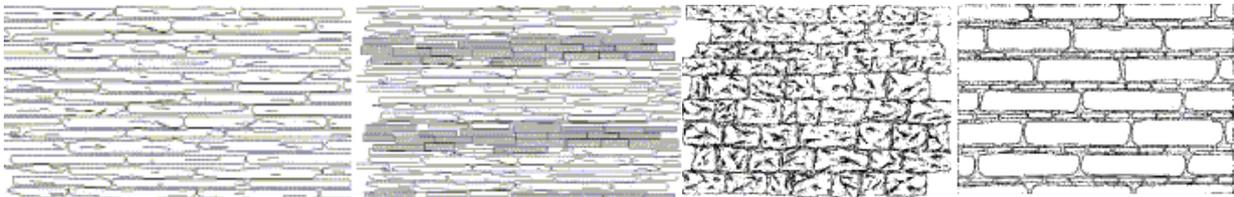


Fig. 5.6 - Esempi di murature in pietra lastriforme e pseudoregolare senza e con ricorsi di mattoni

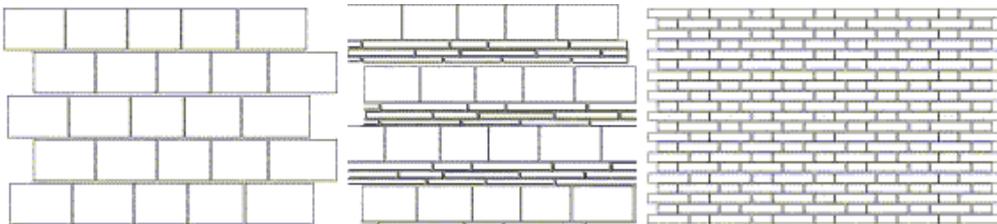


Fig. 5.7 - Esempi di murature in pietra squadrata senza e con ricorsi (muratura listata) di mattoni e muratura di mattoni



Fig. 5.8



Fig. 5.9



Fig. 5.10

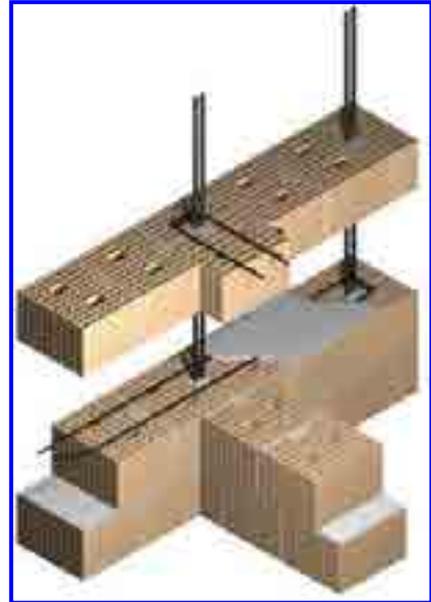
Fig. 5.8 - Edificio di terra nel centro della cittadina di Casalincontrada, in provincia di Chieti, Italia;
Fig. 5.9 - Esempio di architettura di terra, costruita con mattoni chiamati "brest", tipico del centro storico della città di Nicastro, in Calabria
Fig. 5.10 - Fienile in pisé situato nelle vicinanze di Novi Ligure (AL), Italia;

Fonte: www.terracruda.com

Negli ultimi anni sono state sviluppate tecniche costruttive innovative che hanno introdotto nuovi tipi di materiali idonei alla costruzione delle murature portanti.

Un esempio può essere costituito dalla muratura armata ad alte prestazioni termiche in laterizio alveolato per zona sismica (fig. 5.11).

Fig. 5.11 – muratura armata prodotta da SIAI.



I solai utilizzati per questo tipo di costruzioni possono essere:

- In legno;
- In ferro;
- In calcestruzzo armato in opera o prefabbricato;
- Di tipo misto in ferro e laterizio; C.A. e laterizio in opera o prefabbricato; legno e laterizio.

Un ulteriore sistema in muratura adottato, oramai in disuso per il costo eccessivo e per le complicazioni costruttive che lo caratterizzano, è quello cosiddetto **spingente** “*ad arco e volta*” (fig. 5.12).

I suoi elementi costitutivi si possono riassumere in:

- Fondazioni ad archi rovesci;
- Muri portanti in muratura di pietrame, mattoni o mista;
- Solai e soffitti a volta a botte, padiglione, crociera o vela;
- Copertura a tetto inclinato

Fig. 5.12

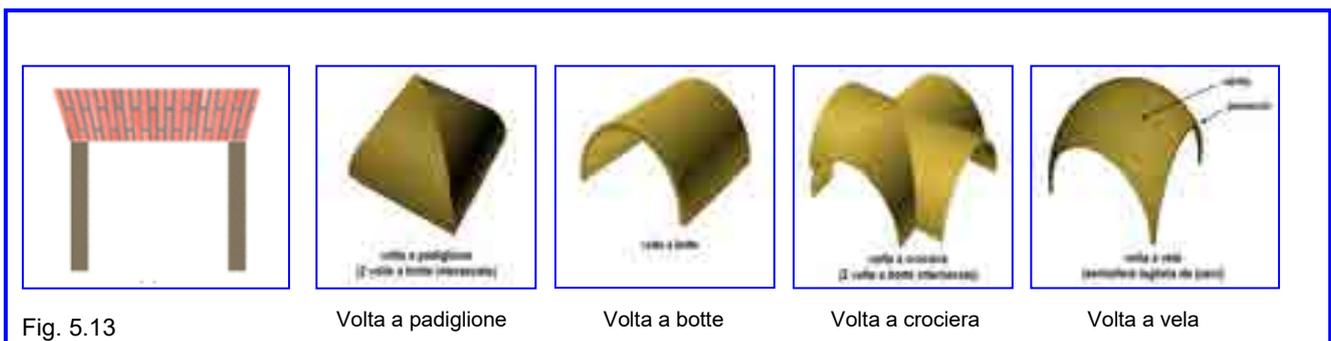
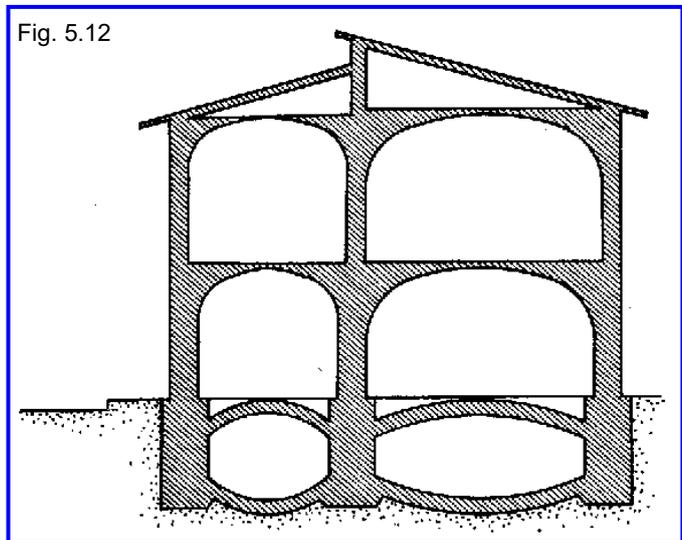


Fig. 5.13

Volta a padiglione

Volta a botte

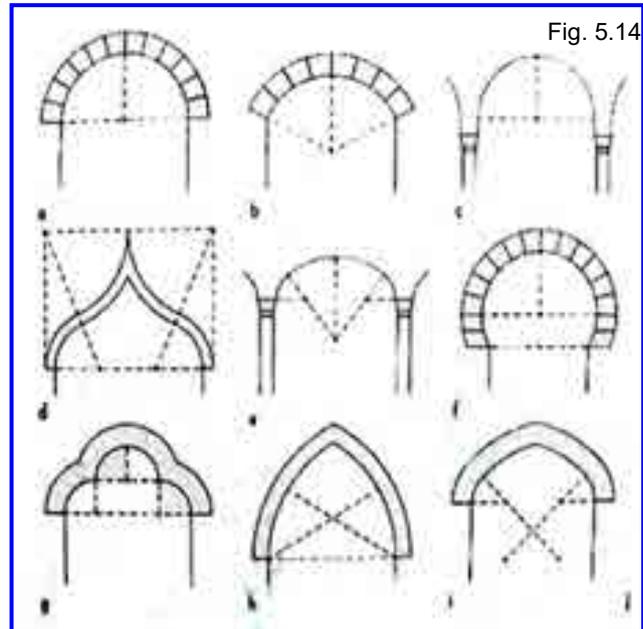
Volta a crociera

Volta a vela

Sono di seguito riportate alcune tipologie di *archi*, di *volte* e di *piattabande murarie*. Per la statica degli archi e delle volte si rimanda al paragrafo 14 mentre per l'analisi di dissesti al paragrafo 16.5.

Tipologie di archi (fig. 5.14)

- a. Arco a tutto sesto (sosto = compasso)
- b. Arco a sesto ribassato
- c. Arco a sesto rialzato
- d. Arco inflesso
- e. Arco ribassato policentrico
- f. Arco a ferro di cavallo
- g. Arco lobato
- h. Arco a sesto acuto (o a ogiva)
- i. Arco Tudor



Volte murarie (fig 5.15):

- a. Volta a botte (fusi -1- e unghie -2-)
- b. Volta a botte rampante
- c. Volta a bacino
- d. Calotta sferica (3) - su pennacchi (4)

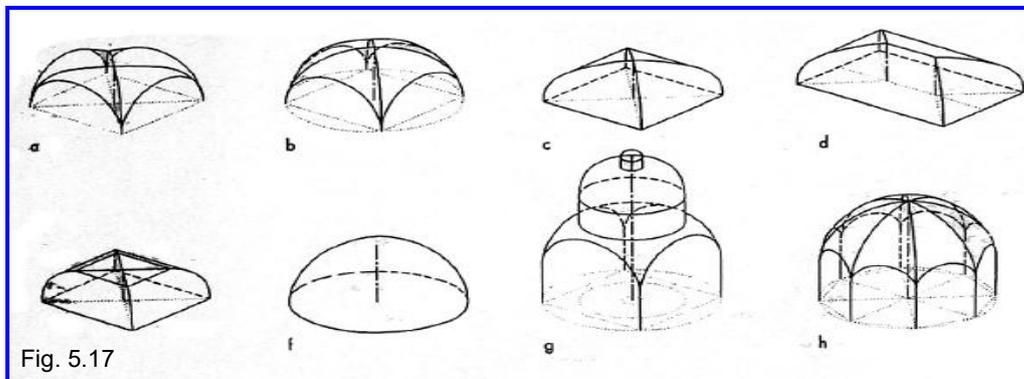
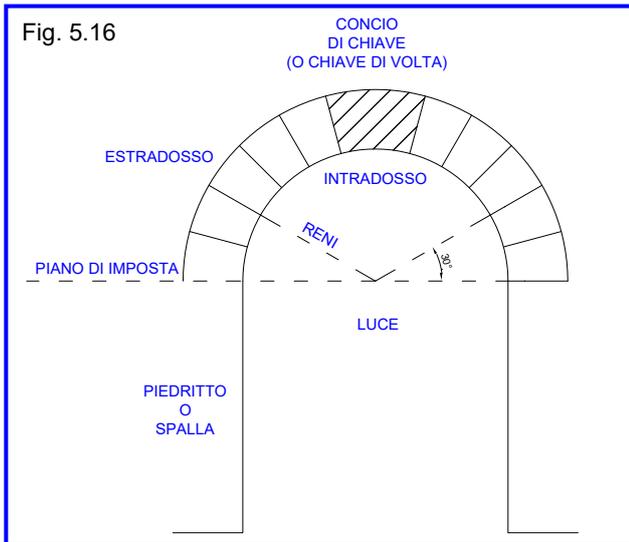
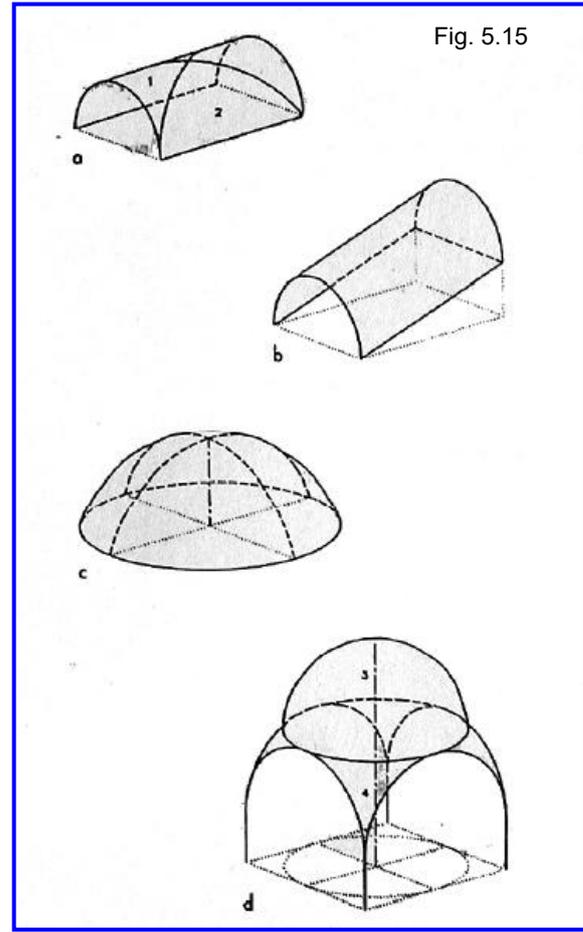
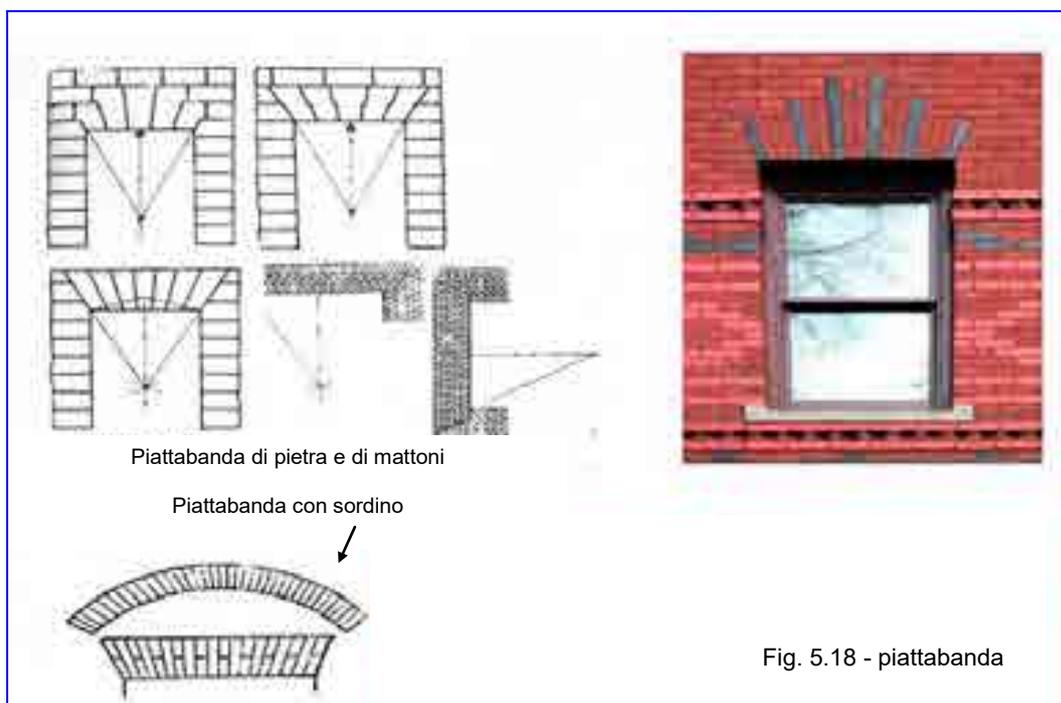


Fig. 5.17

legenda fig. 5.17		
a. Volta a crociera	b. Volta a vela	c. Volta a padiglione
d. Volta a padiglione	e. Volta a specchio	f. Volta a bacino
g. Cupola su tamburo	h. Volta a ombrello	



Il sistema costruttivo in muratura ordinaria (sia spingente che non) ha i seguenti **vantaggi**:

- Semplicità strutturale;
- Buon isolamento termico ed acustico degli ambienti;
- Durata della costruzione pressoché illimitata per l'impiego di materiali pesanti e durevoli.

Di contro presentano i seguenti **svantaggi**:

- Insufficienza statica per sollecitazioni indotte da spinte orizzontali⁵ a causa del collegamento poco solidale fra muri e solai;
- Impossibilità di avere una pianta libera ad ogni piano⁶;
- Le dimensioni dei muri obbligano ad avere aperture di luce limitata.
- Il numero di piani costruibili di un edificio è limitato, come limitate sono le sue dimensioni⁷.

⁵ Tali sollecitazioni sono indotte da deflagrazioni, scosse telluriche, ecc.

⁶ questo sistema obbliga ad avere la stessa disposizione degli ambienti su ogni piano (pianta bloccata) a differenza delle strutture a gabbia.

⁷ Il muro è una struttura in grado di sopportare i carichi quando questi siano centrati. Normalmente questo non avviene, determinando delle sollecitazioni di presso-flessione, che nel caso in cui il muro sia di altezza superiore a 15 volte il suo spessore provocano il fenomeno del carico di punta, a cui la muratura offre pochissima resistenza.

Secondo le norme sismiche, la lunghezza libera del muro non deve superare i 7,00 m. così come si evince dalla figura 5.22, inoltre il collegamento con altri muri trasversali dello stesso spessore, o l'irrigidimento con lesene rende la struttura molto più stabile alle sollecitazioni orizzontali.

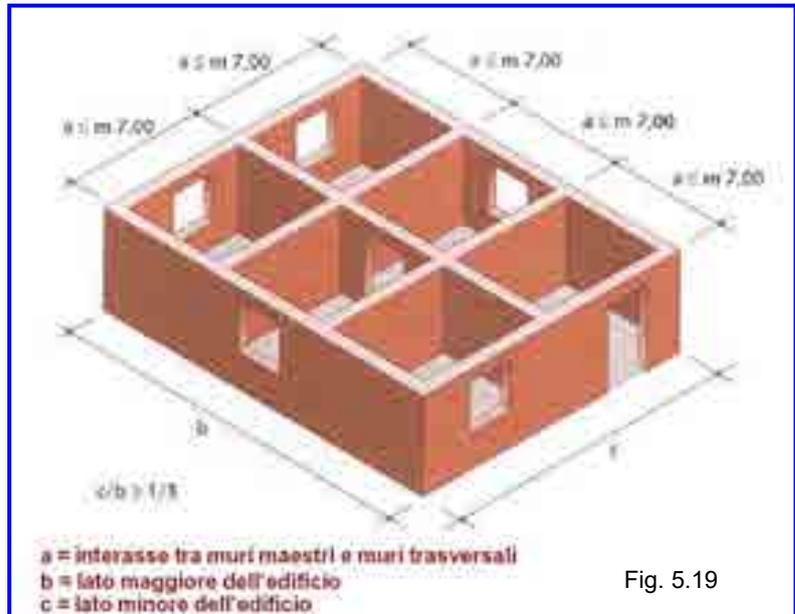


Fig. 5.19

Possiamo trovare, inoltre, costruzioni in muratura di pietrame a secco come i “Trulli e le Pajare pugliesi” (fig. 5.20 e 5.21).



Fig. 5.20 – Esempio di Trulli e pajare

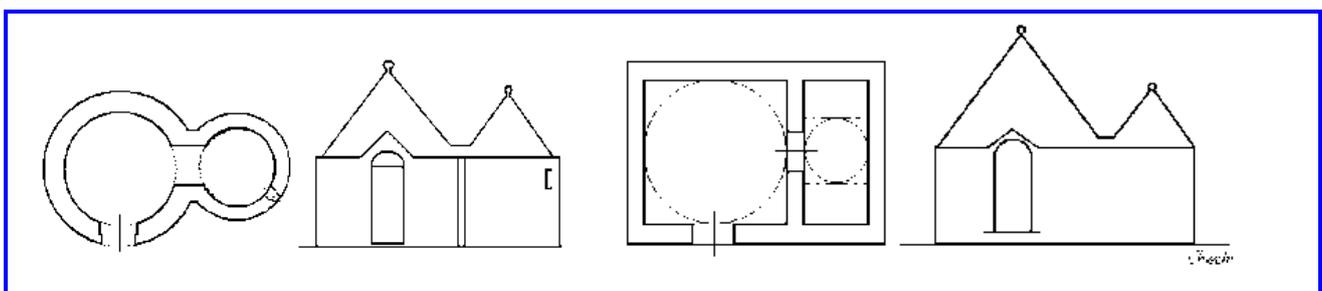


Fig. 5.21 – tipologie di trulli rispettivamente a pianta circolare e a pianta quadrata

5.2 Le murature: caratteristiche e funzioni

Si intende per muro l'insieme degli elementi pesanti di varia natura (pietra, laterizio, ecc.), collegati fra loro a regola d'arte mediante un legante in modo da ottenere una struttura monolitica.

Il muro in relazione allo scopo per cui viene costruito deve assicurare:

- la funzione portante (se previsto);
- la protezione dagli agenti atmosferici (neve, vento, pioggia, ecc.);
- l'isolamento termico;
- l'isolamento acustico

lo spessore del muro dipenderà quindi dalle funzioni che deve svolgere.

Quando un muro non debba svolgere la funzione portante, ma solo di separazione fra spazi diversi, potrà essere di spessore minimo, ma sempre idoneo a garantire le altre condizioni (protezione ed isolamento).

5.2.1 Denominazione e tipi di muri.

I muri si possono classificare in vari modi, a seconda della loro funzione o posizione, dei materiali impiegati o della tecnica di esecuzione.

In base alla funzione possono essere:

- **muri maestri o portanti** se assolvono a compiti statici; sono di questo tipo i muri perimetrali e quelli di spina degli edifici in muratura ordinaria;
- **di tamponamento**, se servono a chiudere i vuoti fra travi e pilastri delle strutture intelaiate;
- **divisori o tramezzi**, quando servono a separare i vani interni dell'abitazione tra di loro.

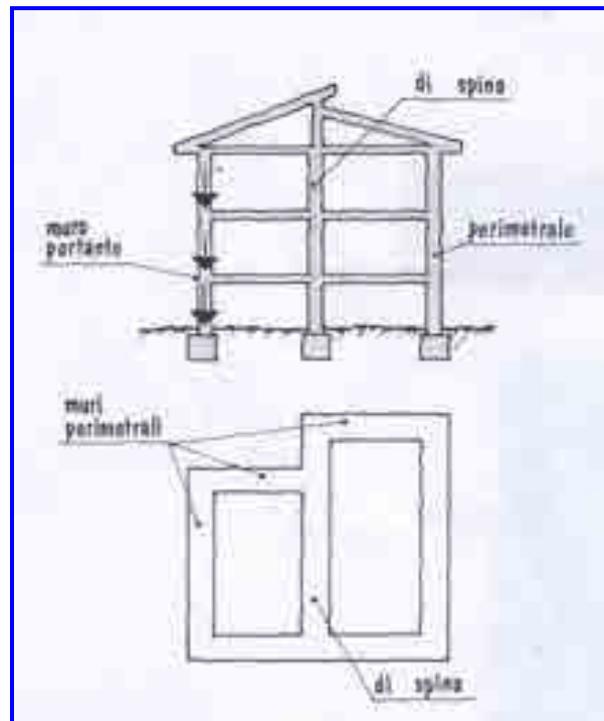


Fig. 5.22– muri portanti

In base ai materiali costituenti si hanno:

- **muri di pietra da taglio;**
- **muri di pietrame in conci irregolari;**
- **muri di blocchi di tufo;**
- **muri di laterizi;**
- **muri misti di pietrame, di calcestruzzo e laterizi;**
- **muri di calcestruzzo** semplice o armato;
- **muri di elementi vari prefabbricati.**

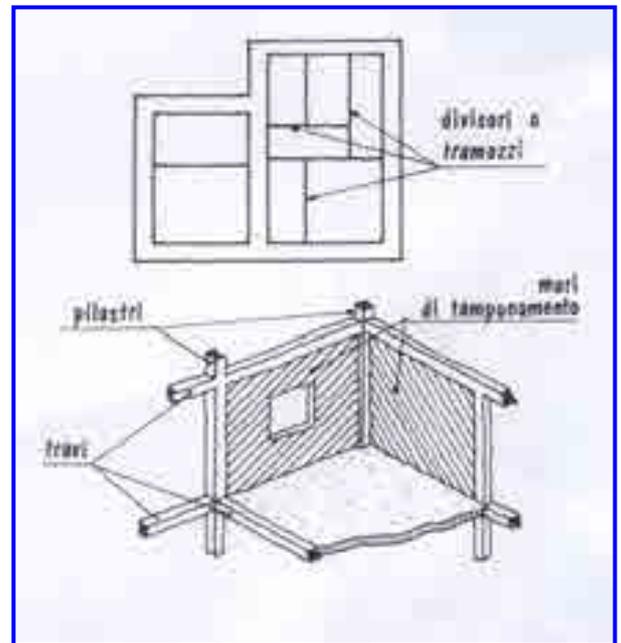


Fig. 5.23– tramezzi e muri di tamponamento

In base alla posizione, i muri si possono distinguere in:

- **muri in fondazione**, quelli posti sotto il piano di campagna;
- **muri in elevazione**, quelli al di fuori del piano di campagna;

In base alla tecnica di esecuzione si possono avere:

- **muri a secco**, quando non vengono impiegate malte per cementare i vari elementi;
- **muri con malte** (muri propriamente detti);
- **muri di getto**, realizzati con conglomerati vari entro cavità del terreno o con casseforme.

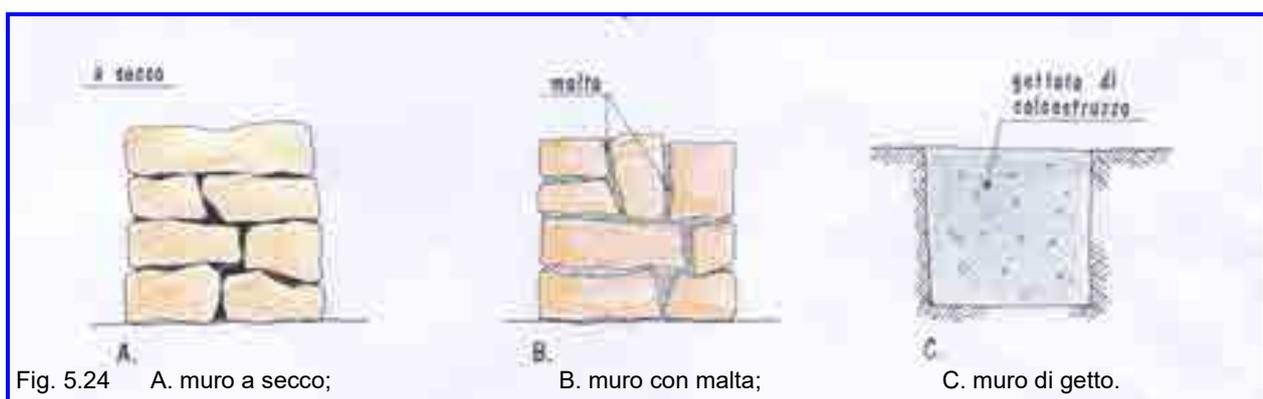


Fig. 5.24 A. muro a secco;

B. muro con malta;

C. muro di getto.

5.3 Tecnologia dei vari tipi di murature

5.3.1. Murature in pietrame a secco.

Sono fra le strutture più antiche create dall'uomo, attualmente sono utilizzate soprattutto per delimitare i terreni agricoli o per recinzioni e vengono usate nelle zone dove si trova pietrame in abbondanza, come ad esempio in Puglia, Liguria o Sardegna (fig. 5.25).

Esempi di edifici costruiti con questa tecnica sono i trulli e le pajare pugliesi (figg. 5.20 e 5.21) o le nuraghe sarde (fig. 5.26).

Fig. 5.25 – tecnica di esecuzione delle murature a secco con pietrame.

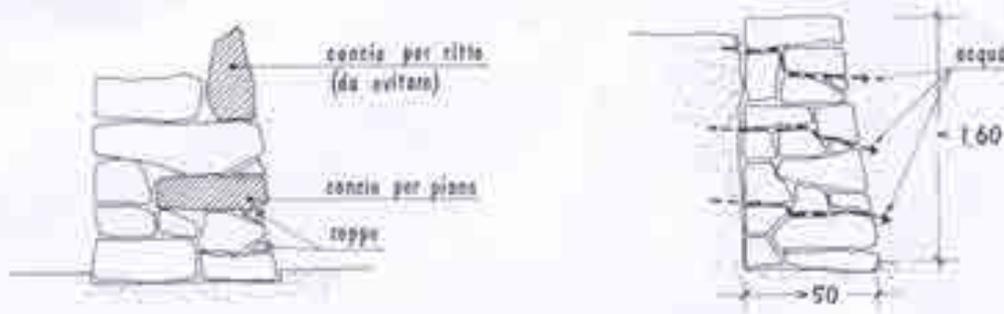


Fig. 5.26 – nuraghe di Losa Abbasanta (Oristano).

5.3.2. Murature di pietra.

Le murature di pietra, molto usate in passato quando i costi della manodopera erano irrilevanti, si possono raggruppare nelle tipologie seguenti.

1. **murature di pietra squadrata:** di grandissima resistenza utilizzate soprattutto dall'antichità classica fino ad i primi del 900, erano formate da blocchi disposti uno accanto all'altro, collegati con zanche o perni metallici (fig. 5.27).

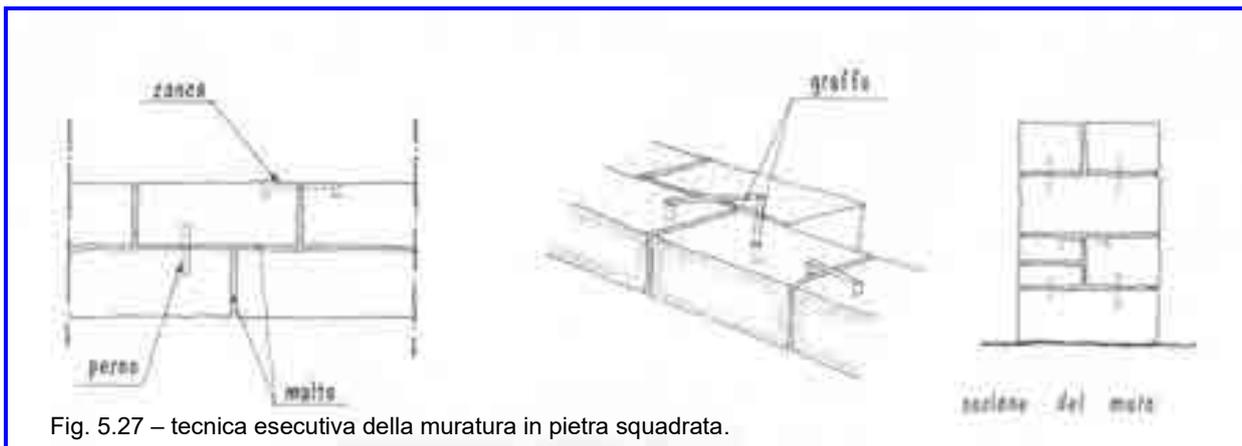


Fig. 5.27 – tecnica esecutiva della muratura in pietra squadrata.

2. **murature con paramento di pietra squadrata:** esteriormente nell'aspetto molto simili alle murature di pietra squadrata, ma con l'impiego dei conci squadrati limitato solo alla parte esterna visibile, mentre la parte interna era realizzata con materiali meno pregiati (pietrame grossolanamente squadrato, mattoni o calcestruzzo).



Fig. 5.28 – tecnica esecutiva della muratura con paramento di pietra squadrata.

3. **muratura di pietrame a faccia vista:** utilizzata nelle zone di produzione di buon pietrame può essere eseguita nei modi seguenti.
 - **A corsi regolari o filaretto.** Si può realizzare con facilità con conci calcarei di forma quasi regolare e di altezza uniforme. Lo spessore minimo della muratura è di 40 cm. e può

essere realizzata anche a paramento, disponendo le pietre nella parte a vista, con ossatura interna di mattoni pieni o di calcestruzzo.

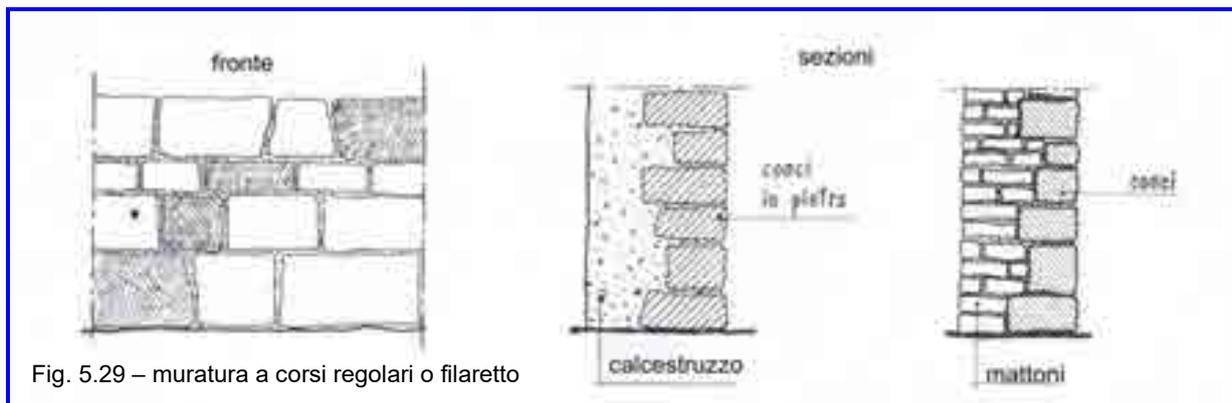


Fig. 5.29 – muratura a corsi regolari o filaretto

- **Ad opus incertum:** possono essere impiegati scapoli di pietra anche irregolari fatti combaciare ad arte con colpi di scalpello (fig. 5.30).
- **A corsi interrotti:** la muratura è in tutto simile a quella a corsi regolari, ma ogni tanto conci di pietra più grandi o disposti per ritto interrompono il ritmo dei corsi, con un notevole effetto estetico.

Fig. 5.30 – muratura a opus incertum

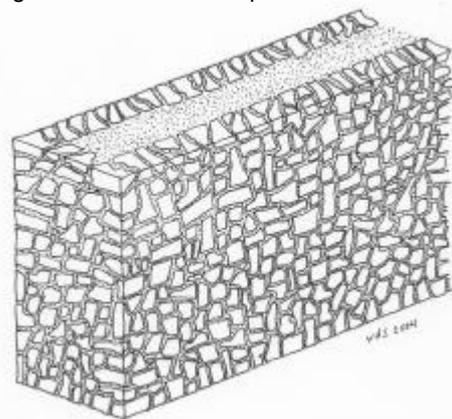


Fig. 5.31 – muratura a corsi interrotti

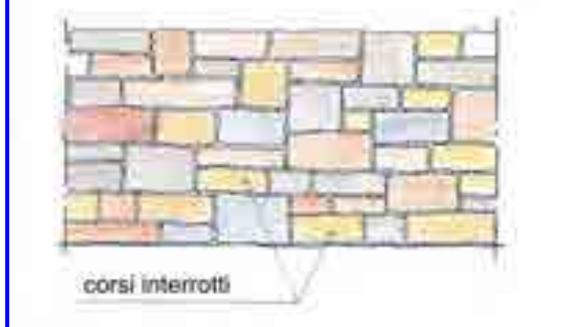


Fig. 5.32 – mura ciclopiche

- **Ciclopica:** si impiegano conci molto grandi di forma irregolare e i grossi vuoti sono chiusi da scaglie e scapole di pietrame (fig. 5.32)

4. **muratura con blocchi di tufo.** Pratiche ed economiche, si prestano abbastanza bene per piccoli edifici (al massimo 3 piani), oppure per gli ultimi due piani di edifici più alti o per sopraelevazioni. I blocchi hanno dimensioni commerciali di circa cm 30x40x13 e permettono,

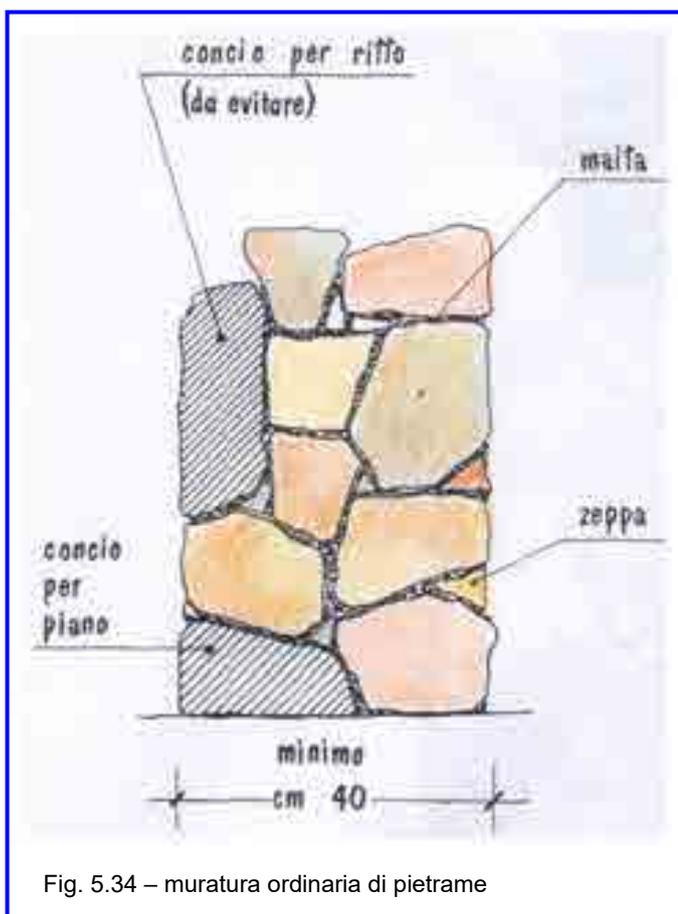
quindi, murature di 30-40 cm o loro multipli e possono essere combinati con il mattone in laterizio. All'aria induriscono perdendo l'acqua di cava, e quindi è sconsigliabile ricoprirli subito di intonaco.

5. murature ordinarie di pietrame.

Sono quelle eseguite con scapoli irregolari o scheggioni di pietra, senza particolare cura dal punto di vista estetico e destinate ad essere intonacate sui due lati. Di spessore non inferiore ai 40 cm., per non perdere la resistenza, esse si realizzano con conci di pietra posizionati per piano evitando il posizionamento per ritto. Si deve aver cura di ridurre al minimo degli spazi vuoti fra concio e concio, e quando presenti, i grossi vuoti debbono essere riempiti di scaglie di pietra (zeppe) in modo che la tessitura del muro sia ben serrata. I conci opportunamente ripuliti da terra e polvere, ben bagnati devono essere posati su malta (idraulica o idraulico-cementizia). Sono da considerarsi difetti della muratura l'impiego di tipi diversi di pietrame (quelli poco resistenti devono essere scartati) o di pezzi di mattoni l'esecuzione a piramide del muro (invece che a ricorsi paralleli e orizzontali) e l'esecuzione del **muro a sacco**.

Quest'ultima pratica risulta estremamente pericolosa per la

stabilità del muro nel caso lo stesso venga mal eseguito mediante riempimento della parte centrale con avanzi e residui di lavorazione piuttosto che con malta o calcestruzzo. La



muratura a sacco può essere una tecnica ammissibile solo per spessori superiori o uguali a 80-100 cm.

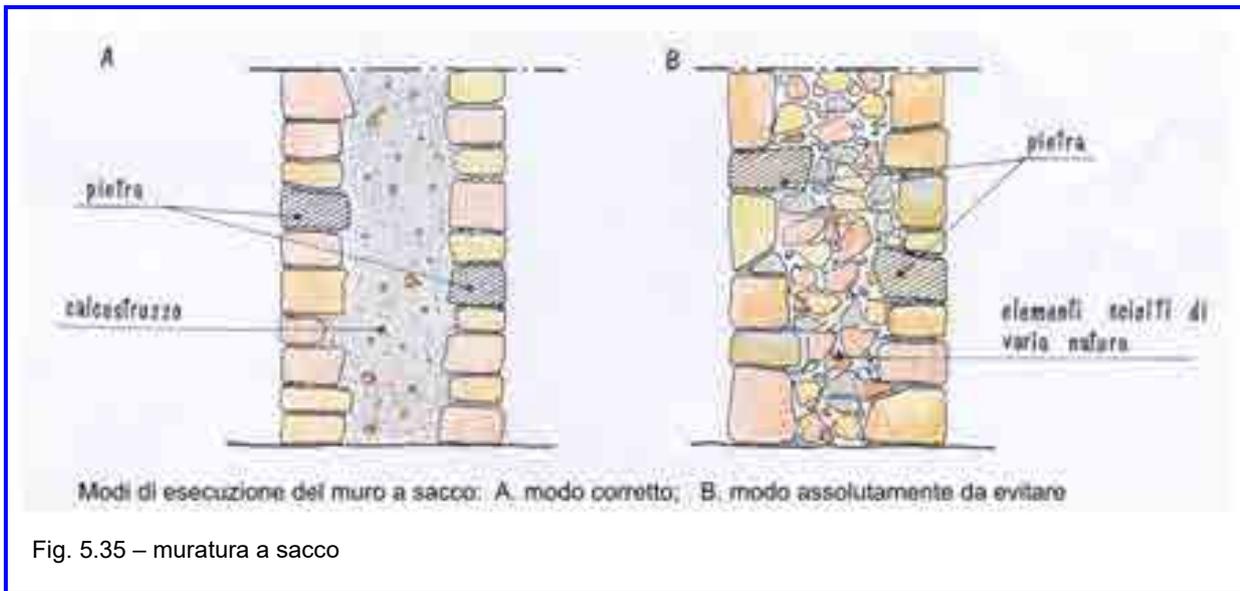


Fig. 5.35 – muratura a sacco

6. **muratura ordinaria mista di pietrame e mattoni.** In questo tipo di muratura i mattoni possono essere impiegati per chiudere i vuoti fra gli elementi di pietra o di aggiustaggio dei piani della muratura o per la costruzione dei ricorsi orizzontali, da interporre alla muratura di pietrame.

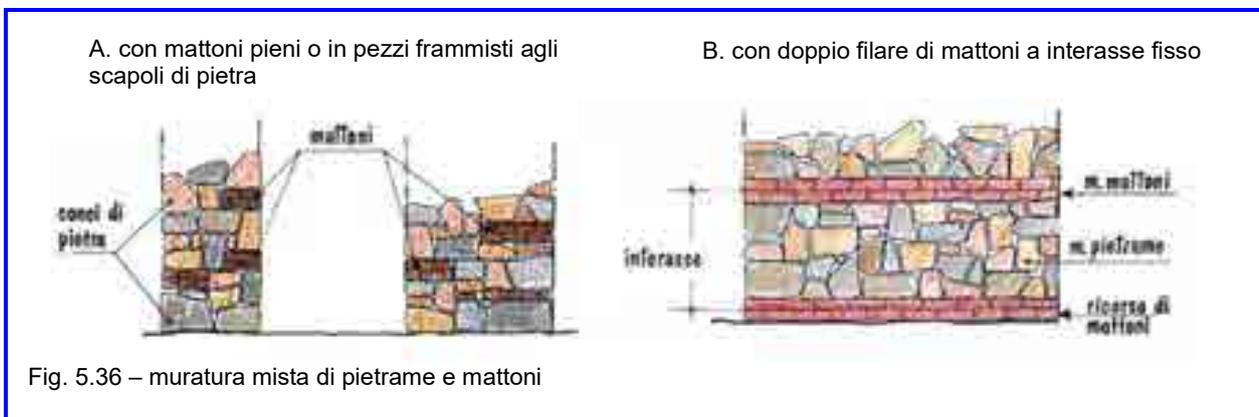


Fig. 5.36 – muratura mista di pietrame e mattoni

7. **muri e pareti di calcestruzzo.** Questa tecnica costruttiva, economica e versatile, si basa sull'uso del conglomerato cementizio, che può essere utilizzato oltre che per pilastri e travi anche per muri, sia portanti che divisorii o di tamponamento. Nella realizzazione dei muri bisogna tener presenti le particolari caratteristiche del materiale e principalmente: la notevole dilatazione, il ritiro e la permeabilità. Il calcestruzzo è ottimo e soprattutto economico per i muri di sostegno, di grandi spessori, potendosi gettare con casseforme modulari recuperabili in lamiera di acciaio e per le murature in fondazione. Nell'uso del calcestruzzo è sempre opportuna la posa in opera di una armatura di ferri di piccolo diametro. Più difficile risulta la

realizzazione di pareti sottili a faccia vista, le quali sono più soggette a fessurazioni dovute al ritiro e alla dilatazione e necessitano quindi di una adeguata armatura (tipo rete elettrosaldata).



Fig. 5.37 - Church of the light, Ibaraki-shi, Osaka Prefecture, Japan (Arch. Tadao Ando)
foto tratta dal sito <http://www.andotadao.org>



Fig. 5.38 – impiego del calcestruzzo per muri di sostegno e murature di fondazione

8. **murature di blocchi di laterizio e di calcestruzzi leggeri.** Sono murature adatte a tamponamenti o divisori interni, in quanto leggere, coibenti ma poco resistenti dal punto di vista statico. Tuttavia con blocchi di spessore di almeno 25 cm. vengono eseguiti muri portanti di piccoli edifici (2 piani) o di sopraelevazioni. Per le murature con blocchi di laterizio (foratoni) gli angoli e gli stipiti di porte e finestre sono realizzati con mattoni pieni, mentre nel caso di blocchi di cemento, si possono usare indistintamente mattoni o parti dei blocchi stessi. Gli spessori variano da 15 cm per i tramezzi a 30 cm per muri portanti di edifici industriali ed abitazioni.

Fig. 5.39 – esempi di impiego di elementi da costruzione in calcestruzzo di argilla espansa (Lecablocco)
Immagini tratte dal sito: www.lecablocco.it.

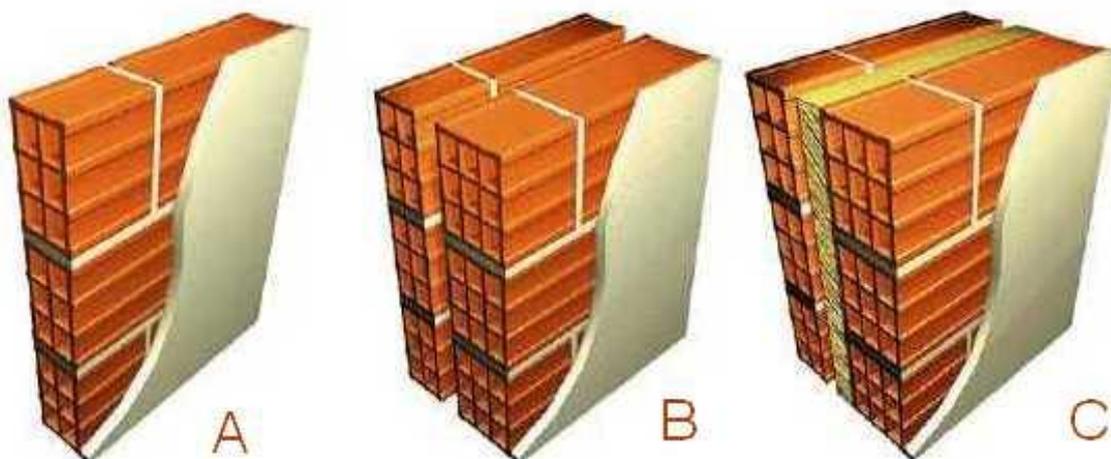


Fig. 5.40 – A. Parete semplice per la realizzazione dei divisori interni; B-C. Pareti doppie per interni o per tamponamenti esterni, isolate termicamente e acusticamente, se necessario, con i due tavolati di elementi forati di laterizio di uguale o diverso spessore.

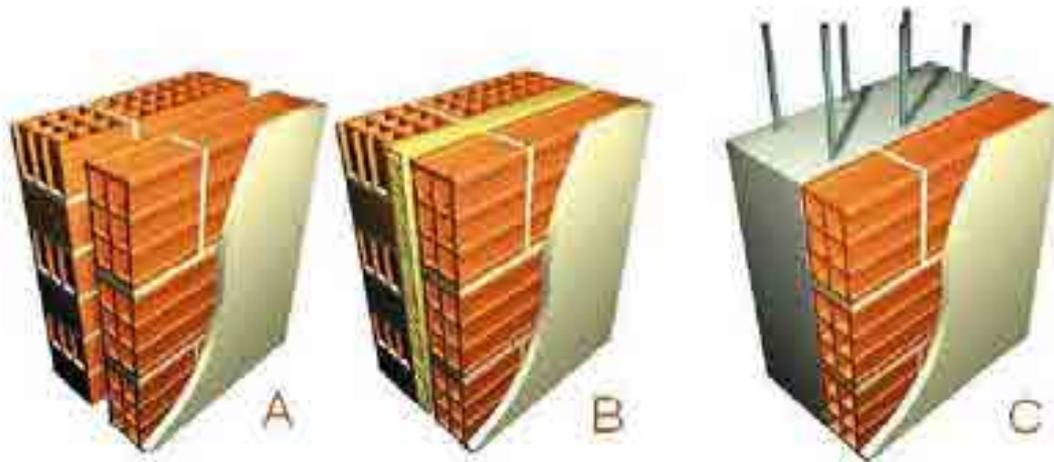


Fig. 5.41 – A. Controparete in elementi forati per murature portanti o setti in c.a.; B-C. Pareti doppie per tamponamenti esterni con il tavolato interno in elementi forati.

5.3.3 Murature di mattoni.

Questo tipo di murature possono essere impiegate nei cantieri edili dall'inizio dei lavori fino alla loro ultimazione passando per tutte le fasi costruttive.

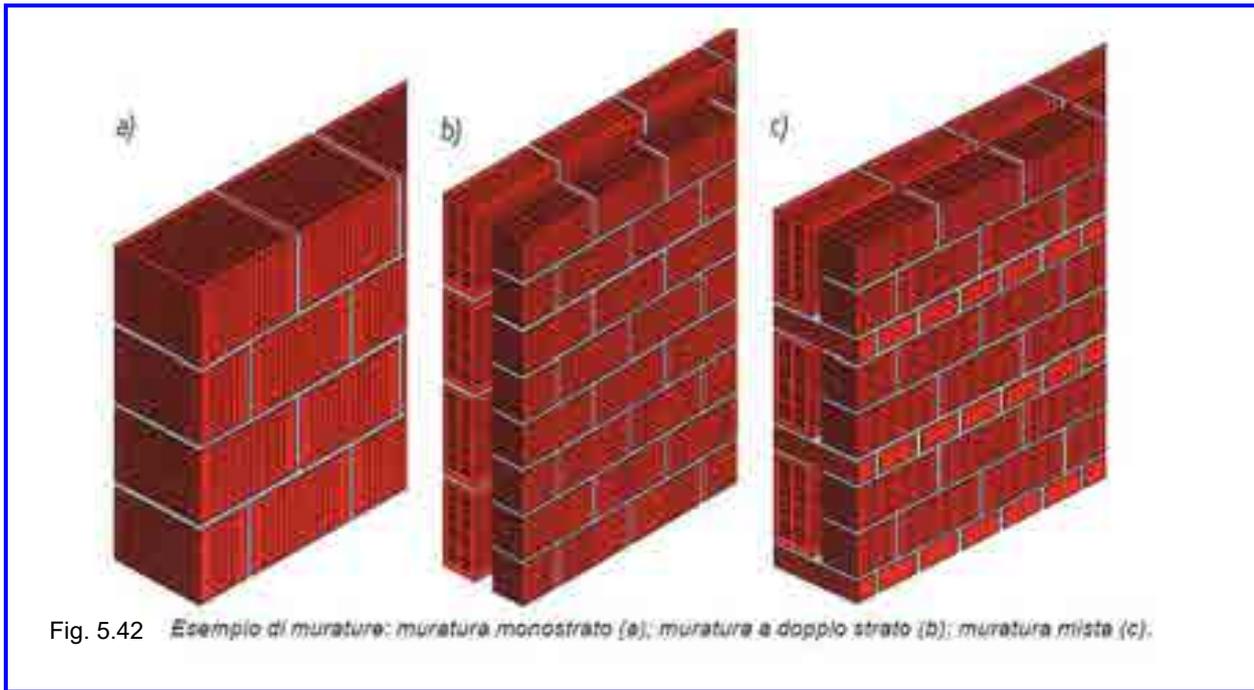
I mattoni in laterizio possono essere quindi utilizzati per le fondamenta, i muri portanti, i tramezzi, i muretti di recinzione e per sistemazioni esterne.

Ciò in considerazione:

- dell'estrema versatilità del mattone, che permette di risolvere problemi strutturali sia semplici che complessi;
- dell'ottima resistenza statica;
- della buona coibenza termica e acustica;
- dei notevolissimi pregi estetici;
- dei costi abbastanza contenuti, dovuti anche alla facilità di trasporto e messa in opera.

in base al tipo di apparecchiature, le murature possono essere distinte secondo diversi tipi:

- murature monostrato, quando (ad esempio nel caso di blocchi di grandi dimensioni) lo spessore del muro coincide con lo spessore dell'elemento impiegato;
- murature a doppio strato o pluristrato quando lo spessore della parete è ottenuto mediante due o più strati in laterizio, contigui o distanziati fra loro;
- murature miste quando gli strati sono fra loro compenetrati in modo da formare una struttura sufficientemente collegata.



Nelle pagine che seguono si parlerà soltanto di murature portanti e di tamponamento, per ognuna delle quali esistono elementi in laterizio di forma e dimensioni consolidate dalla pratica costruttiva. È bene precisare fin da ora che, in funzione della loro dimensione, gli elementi in laterizio si dividono in mattoni e blocchi. Sono chiamati “mattoni” gli elementi di volume minore o uguale a 5500 cm³; oltre questo formato gli elementi vengono definiti “blocchi”.

5.3.4. Murature portanti o strutturali per zone non sismiche

La normativa vigente “norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e loro consolidamento “ (decreto del Ministero delle Infrastrutture 14 gennaio 2008) definisce in modo chiaro le caratteristiche degli elementi resistenti in laterizio e calcestruzzo per murature strutturali, fissandone la denominazione in funzione della dimensione e della percentuale di foratura, ossia del rapporto fra la superficie complessiva dei fori e la superficie totale dell’elemento stesso.

Secondo questo Decreto si definisce (a meno dell’area della sezione del foro):

- pieno un elemento (mattono o blocco) con percentuale di foratura non superiore al 15%;
- semipieno un elemento con foratura maggiore del 15% e non superiore al 45%;
- forato un elemento con foratura maggiore del 45% e non superiore al 55% (fig. 5.43).

La percentuale di foratura è definita come rapporto percentuale tra l’area dei fori (profondi o passanti) e l’area lorda dell’elemento.

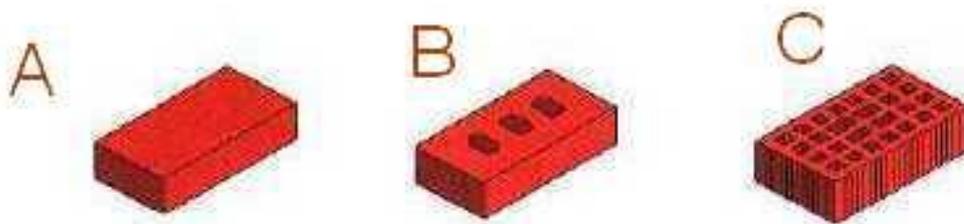


Fig. 5.43 - Esempi di mattoni e blocchi di laterizio:

A-B. mattoni pieni (percentuale di foratura $\leq 15\%$);

C. mattone semipieno (percentuale di foratura $> 15\%$ ed $\leq 45\%$);

D. blocco semipieno (percentuale di foratura $> 15\%$ ed $\leq 45\%$);

E. blocco forato (percentuale di foratura $> 45\%$ ed $\leq 55\%$)

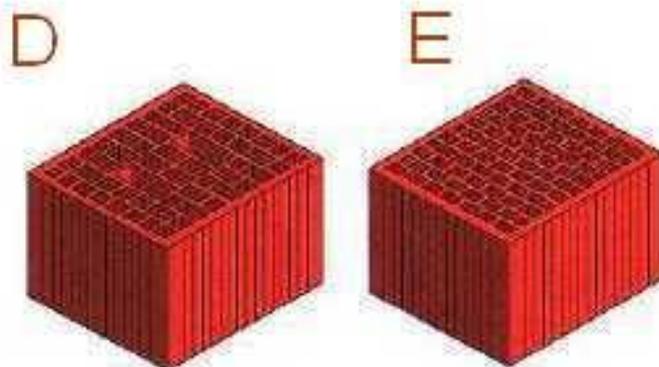


Figura 5.44 - Resistenza ai carichi verticali e nel piano della muratura

5.3.5. Murature portanti o strutturali per zone sismiche

In zona sismica (“Norme tecniche per le costruzioni”, Decreto del Ministero delle infrastrutture del 14 gennaio 2008) devono essere impiegati esclusivamente elementi pieni o semipieni per i quali sia garantita una resistenza caratteristica ai carichi verticali (R_1) di 50 Kg/cm^2 e una resistenza caratteristica di 15 Kg/cm^2 ai carichi orizzontali (R_2), nel piano della muratura (fig. 5.44). Le malte devono essere almeno M 5 (vd. Par. 2.4.6).

5.4 Resistenza a compressione delle murature

Come visto nel paragrafo 2.4.6 cui si rimanda, il DM 14/1/08 definisce anche le malte per la posa in opera degli elementi di laterizio e le suddivide in sei categorie (M2,5, M5, M10, M15, M20, Md) in funzione della loro composizione e delle resistenze a compressione che si possono ottenere.

La resistenza a compressione di una muratura dipende dall'abbinamento del blocco con la malta.

Una stima di tale resistenza della muratura (in kg/cm^2) può essere effettuata con la seguente tabella tratta dal D.M. 14/1/08 (come si vede, la resistenza della muratura cresce sia al crescere della resistenza della malta che dell'elemento):

Resistenza caratteristica a compressione dell'elemento in kg/cm^2	Tipo di malta			
	M 15	M 10	M 5	M 2,5
20	12	12	12	12
30	22	22	22	20
50	35	34	33	30
75	50	45	41	35
100	62	53	47	41
150	82	67	60	51
200	97	80	70	61
300	120	100	86	72
400	143	120	104	-

Al di là dei valori numerici, poco significativi in fase di soccorso tecnico urgente, è evidente che, a parità di malta utilizzata, la resistenza della muratura cresce al crescere della resistenza dell'elemento e, a parità di elemento al crescere della resistenza della malta. Un buon blocco può essere penalizzato anche fortemente da una pessima malta e viceversa.

5.5 Bagnatura dei laterizi

È buona norma che i mattoni e i blocchi siano bagnati prima della posa in opera. La bagnatura evita, al momento della posa, un troppo rapido assorbimento dell'acqua di impasto della malta, cosa che porterebbe alla "bruciatura" della malta stessa e quindi ad una drastica riduzione sia della sua resistenza che del suo grado di aderenza al supporto.

Quanto bagnare deve necessariamente essere lasciato alla sensibilità dell'operatore.

5.6 Sfalsamento dei giunti verticali

Gli elementi resistenti per murature strutturali (o portanti) devono essere posti in opera, salvo diversa prescrizione del Produttore, con i fori verticali.

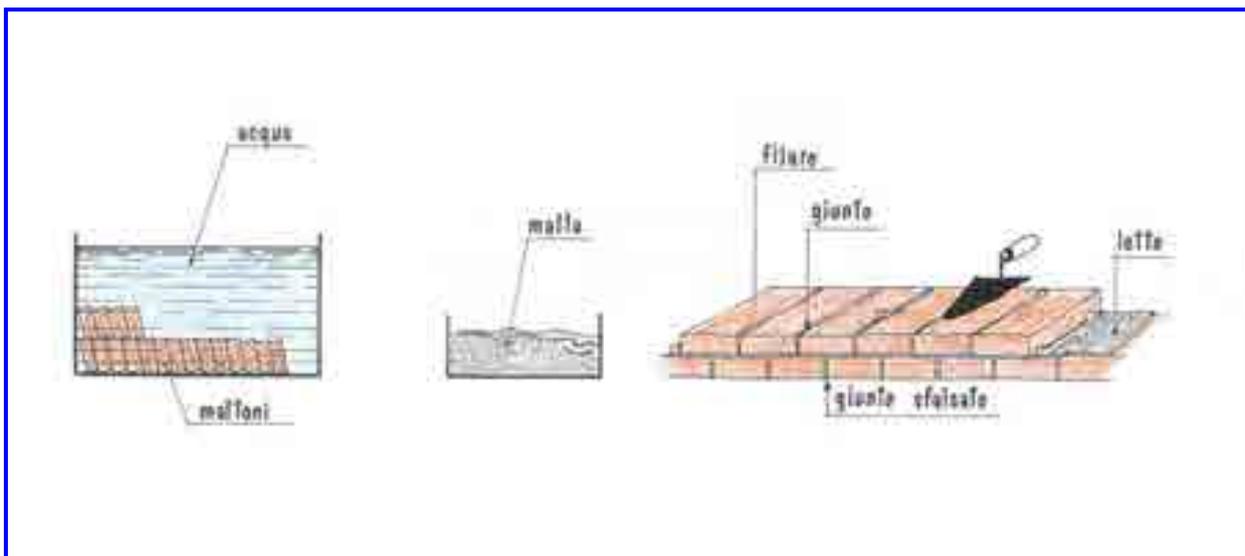
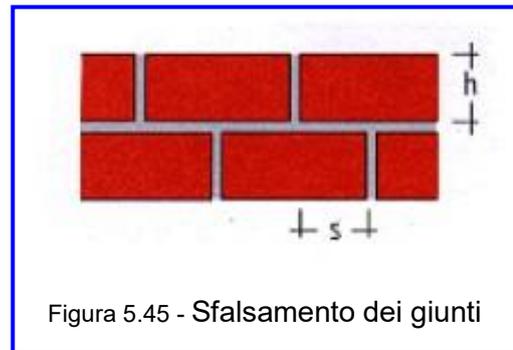
Gli elementi per murature di tamponamento sono posti in opera (a seconda del tipo di prodotto e delle consuetudini locali) sia a fori orizzontali che a fori verticali.

Indipendentemente dal tipo di muratura che si vuole realizzare, i giunti verticali devono comunque essere sempre opportunamente sfalsati.

Il significato di "opportunamente" è molto chiaro se si pensa a una muratura in mattoni montati ad una testa secondo i magisteri tradizionali: i giunti verticali del corso superiore coincidono con la mezzeria dei mattoni del corso inferiore.

Cambiando i formati e cambiando conseguentemente il tipo di muratura si può invece assumere per lo sfalsamento S dei giunti verticali il seguente riferimento: $s \geq 0.4 h \geq 4.5 \text{ cm}$. avendo indicato con h l'altezza del mattone a blocco. La sovrapposizione (sfalsamento) S deve quindi essere maggiore di 0,4 volte l'altezza dell'elemento (h) e comunque sempre maggiore di 4,5 cm (fig. 5.45).

Pertanto, per un blocco con un'altezza di 20 cm, la sovrapposizione dovrà essere non inferiore a 8 cm; mattoni alti 6 cm non potranno invece sovrapporsi per 2,4 cm ($6 \text{ cm} \times 0,4$) ma per almeno 4,5 cm.



5.7 Spessore dei muri di mattoni e pezzi speciali.

Lo spessore del muro di mattone è sempre multiplo della sua larghezza o **testa**, pertanto, lo spessore viene indicato con la dizione: ad una, due, tre teste e così via.

La muratura a due teste è la più usata perché adatta a muri perimetrali e di spina di altezza libera fino a circa 3,80 m. e permette l'appoggio di 2 solai (fig. 5.49).

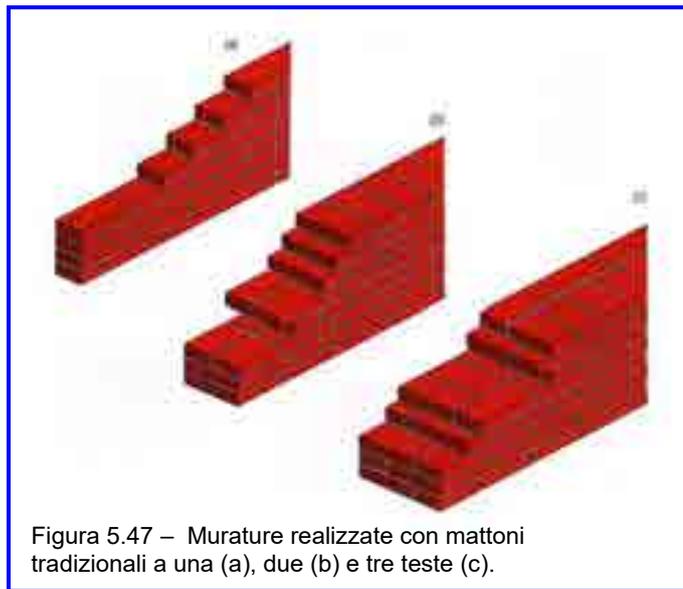


Figura 5.47 – Murature realizzate con mattoni tradizionali a una (a), due (b) e tre teste (c).

Nelle murature eseguite con mattoni tradizionali, lo sfalsamento dei giunti verticali si realizza ricorrendo a sottomultipli ottenuti per spacco o per taglio del mattone di formato base. Si hanno così il quarto (o Bernardino), il mezzo, il tre quarti e il mezzo lungo (fig. 5.50).

Quando si ricorre invece a blocchi di grande formato, lo sfalsamento si ottiene correttamente utilizzando degli elementi di formato minore, predisposti allo scopo, evitando il più possibile il ricorso

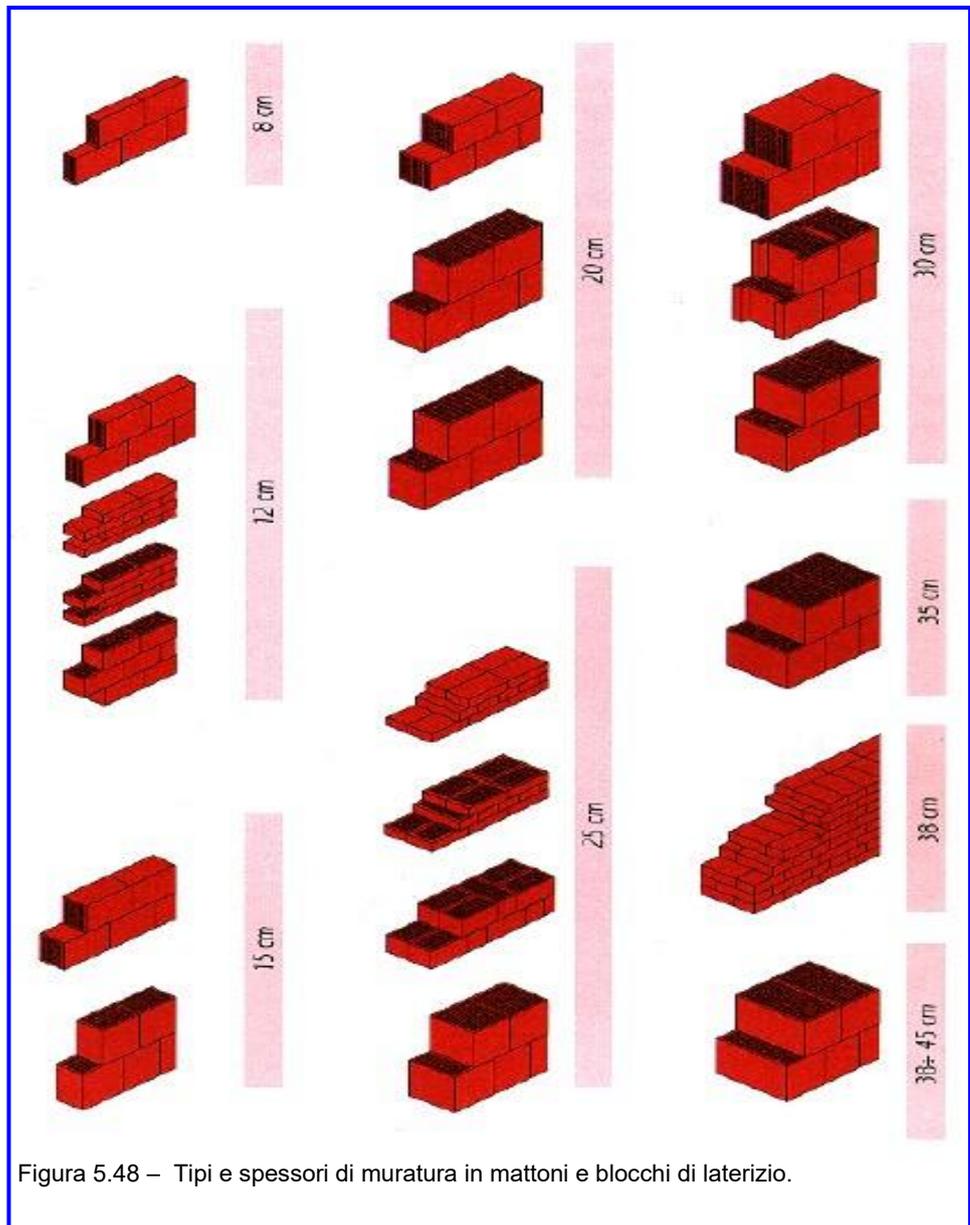


Figura 5.48 – Tipi e spessori di muratura in mattoni e blocchi di laterizio.

a frammenti di blocchi o mattoni. Gli stessi elementi di formato minore vengono utilizzati per realizzare nel modo più opportuno gli angoli e gli incroci fra i muri (fig. 5.52). Nelle murature di tamponamento costruite con elementi a fori orizzontali, poiché la foratura non deve mai essere rivolta verso l'esterno per non perdere l'efficacia dell'isolamento termico ed evitare infiltrazioni d'acqua, in corrispondenza delle aperture di porte e finestre si useranno pezzi speciali a fori verticali.

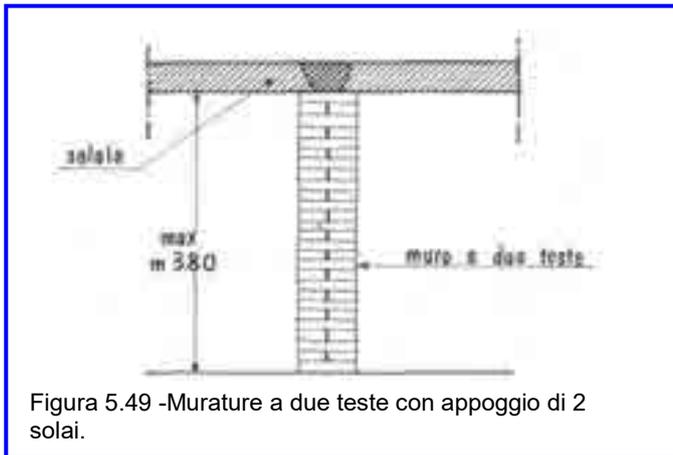


Figura 5.49 -Murature a due teste con appoggio di 2 solai.

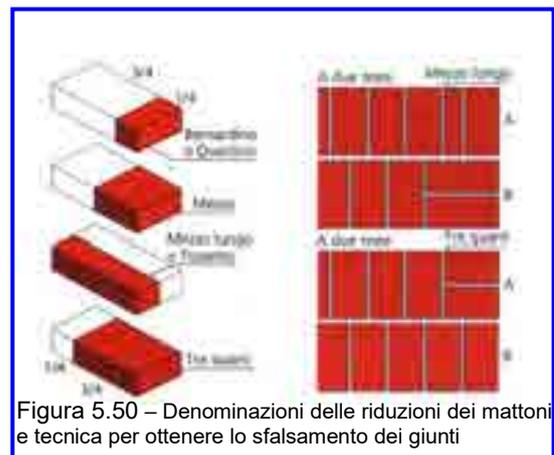


Figura 5.50 – Denominazioni delle riduzioni dei mattoni e tecnica per ottenere lo sfalsamento dei giunti

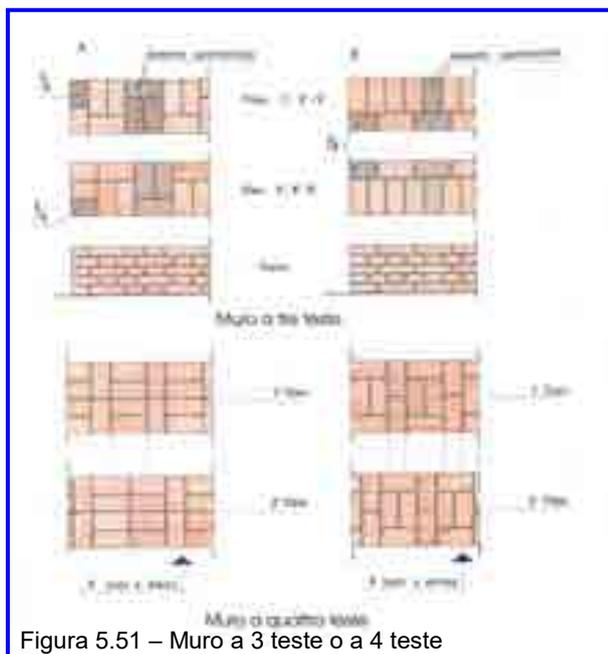


Figura 5.51 – Muro a 3 teste o a 4 teste

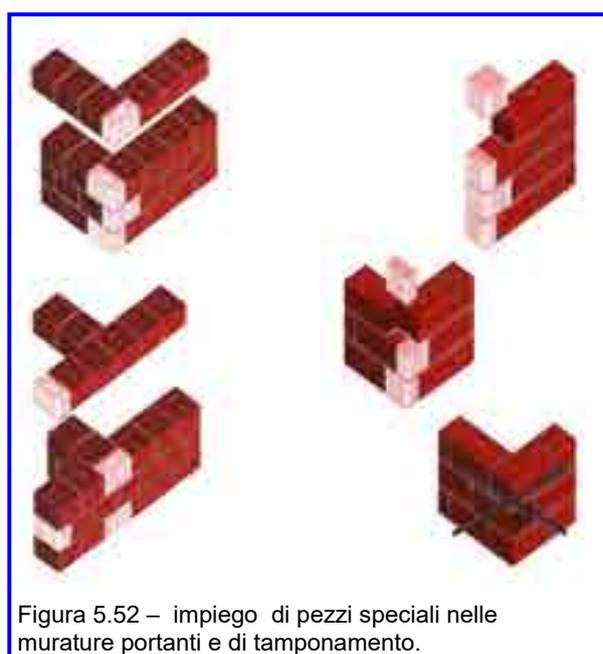


Figura 5.52 – impiego di pezzi speciali nelle murature portanti e di tamponamento.

Lo spessore minimo (in cm) delle murature è prescritto dal D.M. 14/1/2008:

- elementi artificiali pieni 15 cm
- elementi artificiali semipieni: 20 cm
- elementi artificiali forati: 24 cm
- elementi di pietra squadrata: 24 cm
- elementi di pietra listata 40 cm
- elementi di pietra non squadrata: 50 cm

5.8 Angoli e incroci di muri portanti.

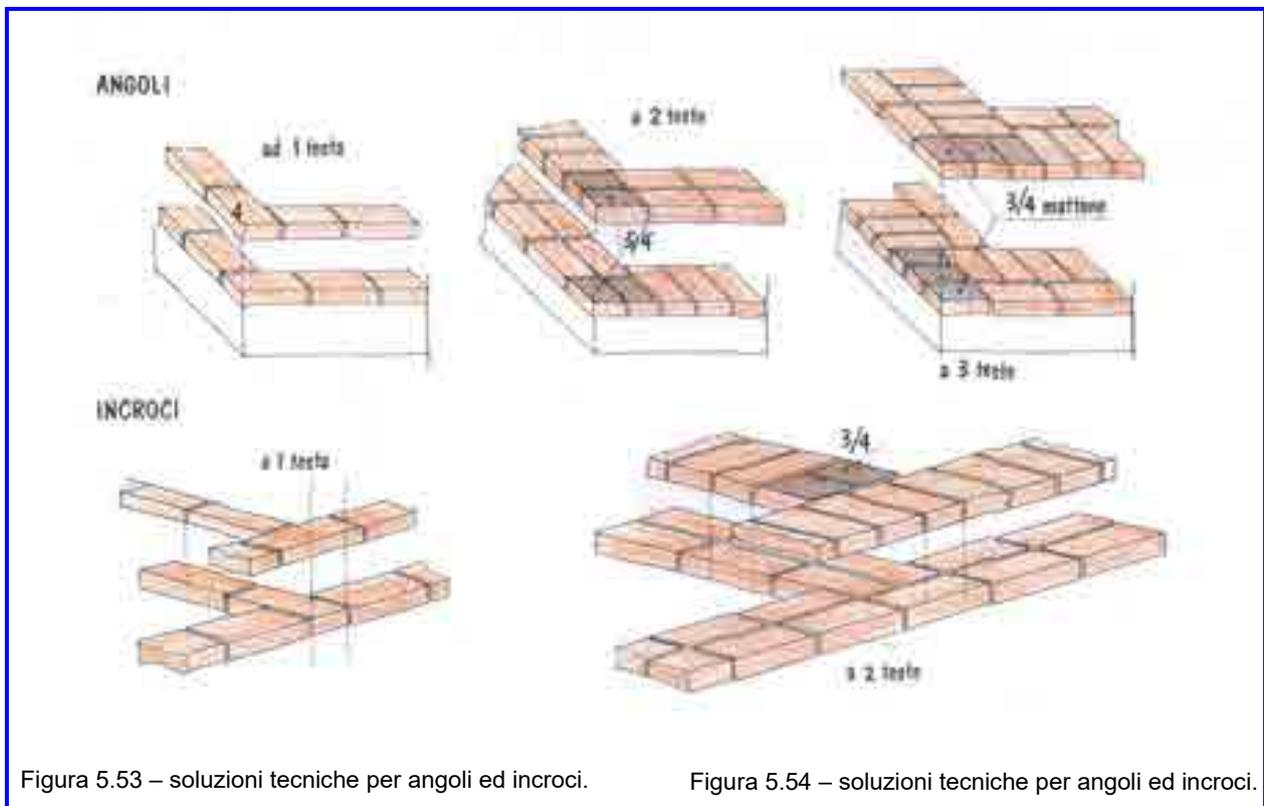
Gli angoli e gli incroci dei muri devono essere eseguiti con cura particolare, applicando la regola generale dello sfalsamento dei giunti.

I mattoni possono essere utilizzati per costruire pilastri di ottima resistenza, da un minimo di due teste in su, di forma rettangolare o quadrata.

Poiché i pilastri sono sollecitati in genere da forti carichi, la loro costruzione deve essere accuratissima e la malta impiegata di ottima resistenza.

Per evitare pericoli dovuti a carico di punta, l'altezza del pilastro non deve superare 15 volte la misura del lato minore della sezione.

Di seguito sono rappresentate alcune soluzioni tecniche adottate per gli angoli, gli incroci e i pilastri (figg. 5.53 - 5.54).



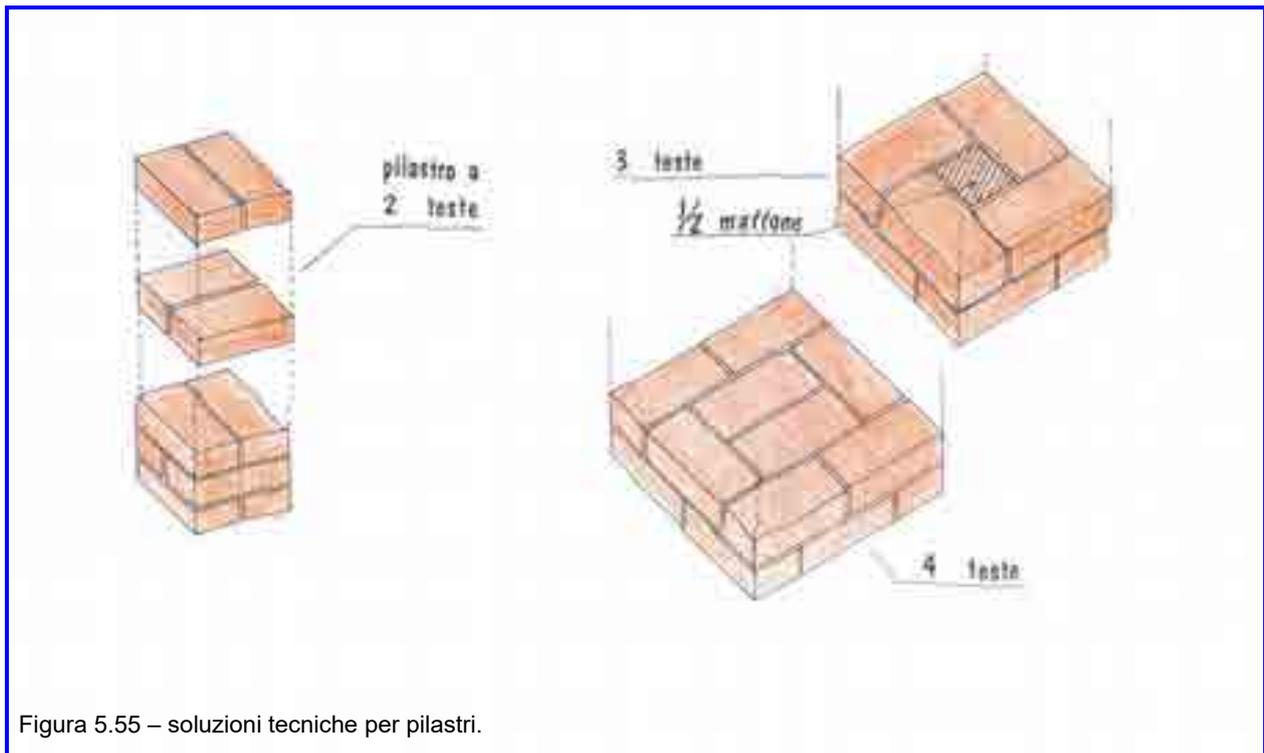


Figura 5.55 – soluzioni tecniche per pilastri.

5.9 Murature di mattoni a faccia vista.

Nelle murature a faccia vista le problematiche sono analoghe, ma è necessaria maggiore cura per la scelta dei mattoni, che oltre ad essere resistente a compressione deve avere una buona tenacità e durezza, essendo esposto agli agenti atmosferici.

Il mattone pieno comune non si presta per una muratura a faccia vista a causa della sua disuniformità e degli angoli spesso sbeccati; per ottenere un risultato estetico migliore, ma sempre ad effetto rustico, bisogna scegliere i mattoni più sani e regolari.

Per ottenere un muro dai filari regolari e dai giunti uniformi, occorre impiegare il “mattone pressato”, che ha spigoli e misure perfette ma un costo superiore.

Si possono inoltre eseguire ottime murature a faccia vista con mattoni semipieni detti “paramano”, di costo medio e con buone caratteristiche di resistenza, uniformità e durezza.

La muratura a faccia vista, quindi, può essere compiuta con tre tipi di mattoni in ordine di costo e precisione : i comuni scelti, i paramano e i pressati (fig. 5.56).

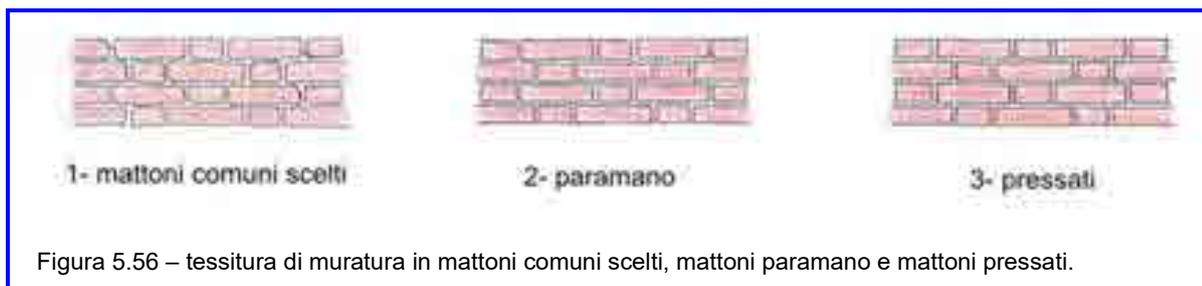


Figura 5.56 – tessitura di muratura in mattoni comuni scelti, mattoni paramano e mattoni pressati.

Questo tipo di muratura deve essere necessariamente eseguita a perfetta regola d'arte, per quanto riguarda la disposizione orizzontale dei filari di mattoni, che la costanza degli spessori dei giunti e l'accurata esecuzione degli stessi.

I giunti, di spessore mai superiore al centimetro, possono essere eseguiti in sei modi (fig. 5.56):

1. a raso;
2. in ritiro;
3. a gola incavata;
4. a gocciolatoio;
5. obliquo;
6. a solco.

A seconda della disposizione dei mattoni si possono ottenere vari tipi di tessitura del muro. Alcuni degli infiniti possibili, vengono indicati nelle figg. dalla 5.4 alla 5.7.

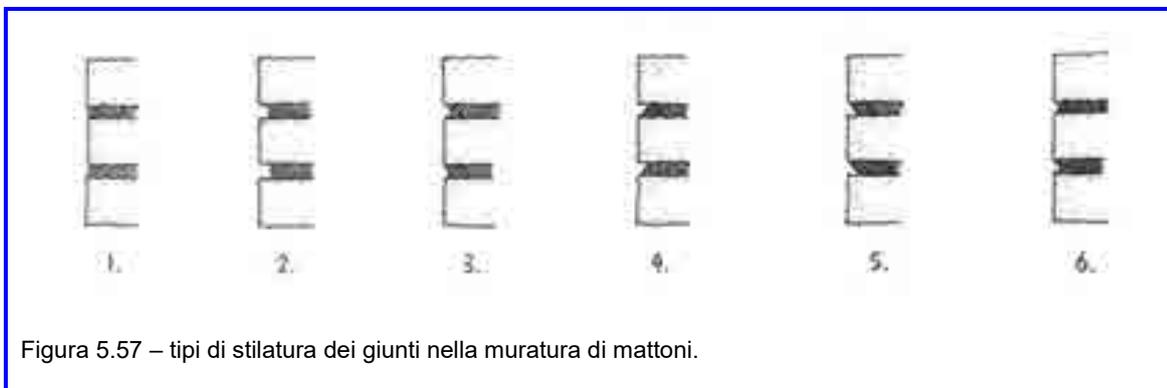


Figura 5.57 – tipi di stilatura dei giunti nella muratura di mattoni.

5.10 Il collegamento dei muri e dei solai

In presenza di murature portanti, il Decreto del Ministero delle Infrastrutture 14 gennaio 2008 prescrive che queste debbano avere, per quanto possibile, funzione sia strutturale che di controventamento, affidando ai solai il compito di ripartire le azioni orizzontali fra le murature stesse. I solai devono quindi essere di adeguata rigidezza e collegati ai muri mediante cordoli⁸. E' ormai frequente il ricorso alla soletta armata anche nelle zone in cui, fino a poco tempo fa, veniva posto in opera quasi esclusivamente solaio in laterizio collaborante.

Queste prescrizioni, corrette dal punto di vista strutturale, possono però causare qualche inconveniente alle pareti in muratura.

Infatti, se il calcestruzzo della soletta è gettato con un rapporto acqua/cemento troppo elevato o risulta essere di granulometria fine, oppure se non è sufficientemente protetto in fase di maturazione, possono avere luogo ritiri molto elevati. Poiché la soletta è armata, tali ritiri non possono annullarsi localmente, all'interno della soletta stessa, ma necessariamente vanno a scaricarsi in corrispondenza del nodo muro – cordolo – solaio.

Allo stesso modo se un solaio è troppo deformabile, la sua deformazione può causare una rotazione agli appoggi che tenderà a sollevare il cordolo, o a scaricarlo eccentricamente, staccandolo dalla muratura sottostante.

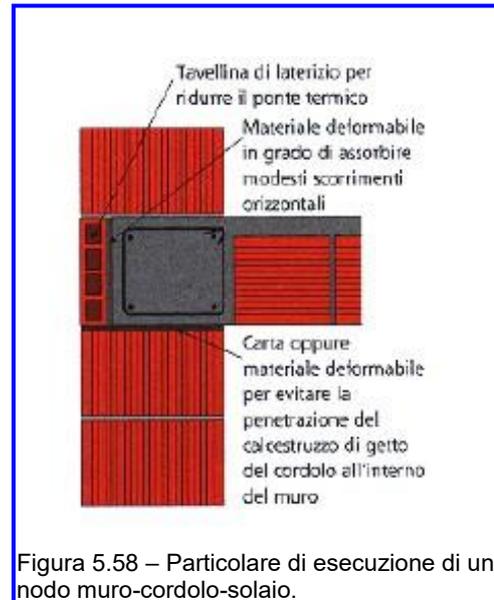


Figura 5.58 – Particolare di esecuzione di un nodo muro-cordolo-solaio.

⁸ Il **cordolo** è quell'elemento strutturale che crea il vero incastro tra il solaio ed il muro, ma esplica anche una funzione indispensabile in zona sismica: mantenere unita la massa muraria soggetta alle vibrazioni.

E' opportuno realizzare in maniera corretta il cordolo all'altezza dei solai. Il problema non è di particolare impegno quando si costruisce un nuovo edificio in cemento armato, ma è sicuramente delicato nelle ristrutturazioni o negli adeguamenti di vecchi edifici. E' soprattutto il caso dei solai in travi di ferro o di legno. Vi sono varie tecniche che tengono in considerazione la qualità delle pareti dove vanno inseriti.

In definitiva quando si interviene in un edificio esistente, specie se in muratura, le opere che riguardano i solai vanno considerate come dei veri e propri consolidamenti strutturali.

5.11 Murature di mattoni per tamponamenti e divisioni.

Tramezzi. Sono costituiti da murature di mattoni forati (spessore minimo 8 cm.), posti per piano o per coltello e legati con ottima malta (cementizia o idraulico-cementizia (fig. 5.48).

Muratura a cassa vuota (o a doppio strato). È il tipo di muratura più adottato per eseguire i tamponamenti, cioè le pareti di chiusura dei vani tra travi e pilastri, che costituiscono l'ossatura portante del fabbricato.

Consiste in due pareti distinte, una esterna dello spessore min. di 12 cm. costruita in mattoni pieni o semipieni ed una interna dello spessore di 8 cm. con forati posti di coltello, con camera d'aria di circa 5-10 cm., opportunamente collegate fra loro da elementi trasversali.

A differenza della muratura monostrato, la muratura a doppio strato tende a "specializzare" la funzione svolta da ogni strato. È possibile individuare, nella generalità dei casi, quindi, uno strato di laterizio con caratteristiche isolanti o di finitura (faccia a vista).

Per un migliore isolamento termico, si applica nell'intercapedine uno strato di materiale altamente isolante (fig. 5.59).

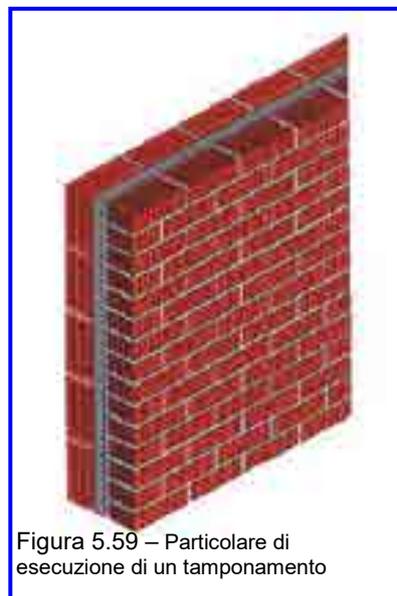


Figura 5.59 – Particolare di esecuzione di un tamponamento

BIBLIOGRAFIA

- Koenig AA.VV. – Tecnologia delle costruzioni, vol. 2 – 3^a edizione, Le Monnier editore;
- Decreto del Ministero delle Infrastrutture 14 gennaio 2008
- immagini tratte dai seguenti siti web:
 - www.edilportale.com;
 - http://map.cs.telespazio.it/fontane/acquedotti_romani.htm;
 - <http://richpc1.ba.infn.it/~fap/trulli/autori.htm>;
 - www.terracruda.com;
 - <http://www.tecnaria.com>;
 - <http://www.andotadao.org>;
 - www.ingv.it;

6 IL CEMENTO ARMATO PRECOMPRESSO

6.1 Fondamenti teorici

Si è detto in precedenza che in un elemento in cemento armato il calcestruzzo lavora solo a compressione mentre alle barre di armatura viene affidato l'assorbimento degli sforzi di trazione. Ciò è maggiormente significativo negli elementi inflessi come le travi ove la zona compressa è piuttosto ridotta (circa 1/3 della sezione complessiva) tenuto conto che l'asse neutro non risulta baricentro. Questo comporta uno spreco di materiale oltre all'inutile appesantimento della trave stessa.

Il cemento armato precompresso nasce per utilizzare in modo più completo le resistenze dei materiali (a compressione del calcestruzzo ed a trazione dell'acciaio).

L'idea alla base della pre-sollecitazione ha il suo fondamento nel sottoporre il calcestruzzo, prima di applicare i carichi esterni, ad una compressione in tutte quelle parti in cui i carichi esterni produrranno trazioni; in tal modo questi avranno l'effetto di attenuare le compressioni inizialmente conferite.

Si raggiunge in definitiva lo scopo di avere tutta la sezione di calcestruzzo sottoposta a compressione. Il materiale viene sfruttato per intero nella sua capacità di resistenza col risultato di avere travi molto più piccole e leggere.

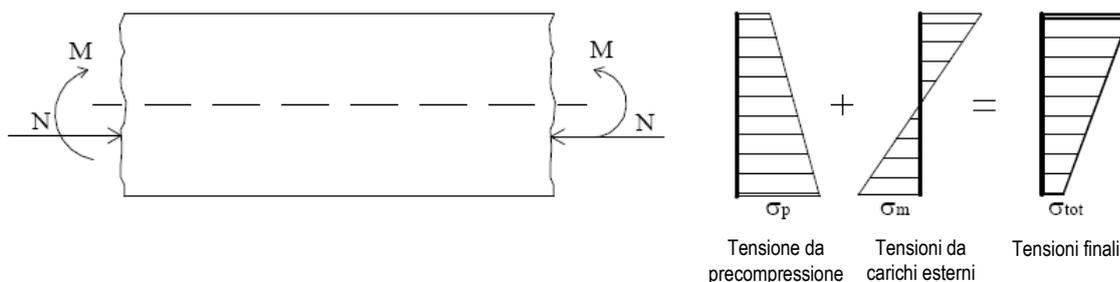


Figura 6.1 - Effetto di sovrapposizione delle tensioni in una trave in c.a.p.

6.2 I materiali utilizzati

Per l'esecuzione del pre-compresso il conglomerato deve essere di classe elevata (da 300 a 550 kg/cm²). Il getto deve essere sempre costipato con la vibrazione (ossia lavorato per essere reso il più possibile omogeneo).

Gli acciai utilizzati come armature di precompressione sono del tipo ad alta resistenza (acciaio armonico), ottenuti con particolari trattamenti meccanici e termici e sono forniti sotto forma di:

- fili di sezione piena (da 2 fino a 7 mm di diametro) forniti in matasse o bobine;
- barre, ovvero prodotti laminati di sezione piena forniti in forma di elementi rettilinei;
- trecce, che si ottengono raggruppando ad elica gruppi di 2 o 3 fili;
- trefoli, costituiti da gruppi di fili avvolti ad elica in uno o più strati intorno ad un filo rettilineo.

In termini di resistenza, l'acciaio deve essere in grado di sopportare elevati valori dello sforzo di trazione (fino a 18000 kg/cm²).

L'armatura viene poi completata con barre del tipo tradizionale che costituiscono la cosiddetta "armatura lenta" ovvero di completamento della sezione.



Figura 6.2 - La fase del getto e della vibratura in uno stabilimento



Figura 6.3 - L'armatura lenta di un tegolo in c.a.p.

6.3 La tecnologia

Le strutture in c.a.p. possono essere classificate in vario modo; in primo luogo una fondamentale distinzione va fatta in relazione al procedimento tecnologico seguito per le operazioni di pre-sollecitazione: si distinguono così due sistemi: quello ad armatura pre-tesa e quello ad armatura post-tesa.

6.4 Sistema ad armatura pre-tesa

L'armatura è messa in trazione prima del getto di calcestruzzo ed ancorata in apposite testate fisse che delimitano le piste di pretensione e che sono completamente indipendenti dalla struttura da presollecitare. Successivamente, una volta eseguito il getto del calcestruzzo e quando questo ha raggiunto una sufficiente resistenza, si procede al rilascio dell'armatura dalle testate, rimuovendo gli ancoraggi provvisori e trasferendo così al calcestruzzo, per aderenza ed attrito, la forza di pretensione.



Figura 6.4 - Particolare della testata in una pista di precompressione



Figura 6.5 - Pista di precompressione per la realizzazione di tegoli, si noti l'armatura lenta

6.5 Sistema ad armatura post-tesa

Diversamente dal sistema precedente, l'armatura è messa in trazione quando il calcestruzzo ha raggiunto una sufficiente resistenza. Inizialmente l'armatura allo stato naturale, è collocata entro opportuni condotti e protetta da guaine entro cui l'armatura può liberamente scorrere. L'armatura

viene poi messa in trazione per mezzo di martinetti agenti in diretto contrasto con le testate della struttura e successivamente ancorate, con adeguati dispositivi, al calcestruzzo in modo che la forza di pretensione viene trasferita alla struttura ed i martinetti possono essere rimossi. Si procede infine a riempire lo spazio libero tra l'armatura e la guaina mediante iniezione di pasta o malta di cemento, proteggendo così l'armatura e creando aderenza con il calcestruzzo.

6.6 Caratteristiche del sistema costruttivo

Con il metodo del c.a.p. si ottengono notevoli vantaggi:

Eliminazione nel calcestruzzo degli sforzi di trazione;

- Riduzione delle dimensioni delle travi a meno della metà, rispetto a quelle in c.a. tradizionale; tale riduzione comporta un'economia sul calcestruzzo del 20-50% e sull'acciaio fino all'80%;
- Possibilità di collaudo preventivo dei materiali, in quanto la trave in precompresso è sottoposta alla massima tensione di lavoro al momento finale della tesatura dei cavi.

Gli svantaggi risiedono essenzialmente nei costi legati alle apparecchiature necessarie ed ai materiali caratterizzati da elevati limiti di resistenza.

Un aspetto di cui tener conto è sicuramente la resistenza al fuoco degli elementi in c.a.p. Come nelle strutture in c.a. tradizionale, la resistenza è fondamentalmente legata all'acciaio. In questo caso tuttavia, la crisi dell'acciaio comporta l'improvvisa sollecitazione a trazione nel calcestruzzo con l'inevitabile conseguente collasso dell'elemento strutturale. Per quanto sopra si intuisce l'importanza ancor maggiore della protezione delle armature.



Figura 6.6 – Travi da ponte a cassone con armatura post tesa



Figura 6.7 - Tegoli in c.a.p.

7 LA SOPRAELEVAZIONE DEI FABBRICATI

La sopraelevazione di un fabbricato consiste nell'aggiunta di uno o più piani al di sopra della linea di gronda originaria. Spesso le sopraelevazioni sono realizzate con tecniche precarie gravando sui solai sottostanti e senza adeguate pareti di controvento. I piani di sopraelevazione così configurati sono da considerarsi particolarmente vulnerabili.

Un altro problema è legato alle fondazioni su cui, a seguito della sopraelevazione, viene a gravare un carico maggiore. Ciò può portare, in relazione alla tipologia delle fondazione ed alle caratteristiche meccaniche del terreno, a cedimenti con conseguenti dissesti statici.

Altro aspetto di cui tener conto è la tipologia di connessione fra la struttura esistente e quella sopraelevata. La criticità maggiore risiede nell'evitare carichi concentrati sulle strutture sottostanti con le conseguenti fessurazioni nella zona di appoggio. Per tale motivo è sempre consigliabile, negli edifici in muratura, la realizzazione di cordoli di piano con funzione di ripartizione del carico e di collegamento dei maschi murari.



Figura 7.1 - Esempio di fabbricato sopraelevato



Figura 7.2 - Esempio di fabbricato sopraelevato

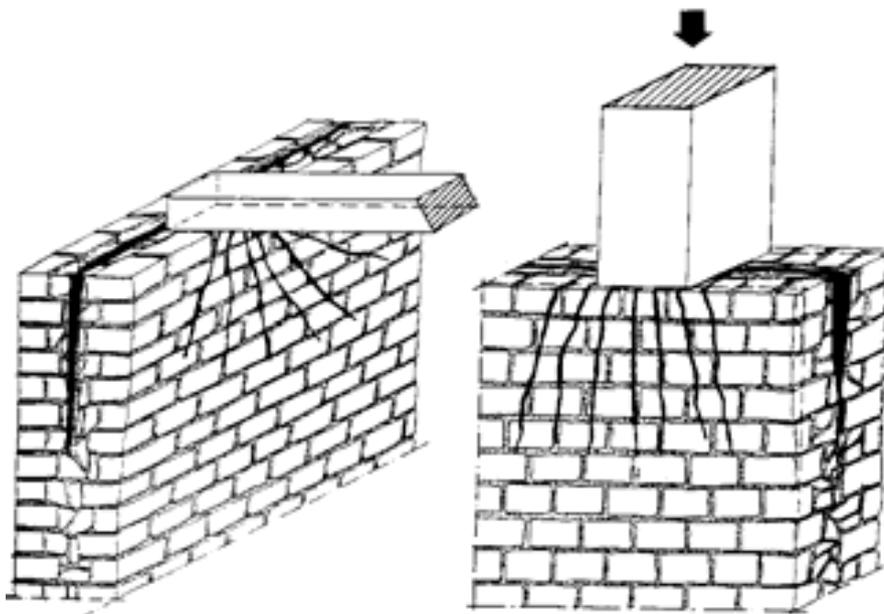


Figura 7.3 - Effetti dei carichi concentrati

8 GLI EDIFICI IN CEMENTO ARMATO

Una tipica struttura intelaiata in cemento armato è illustrata nella seguente figura:

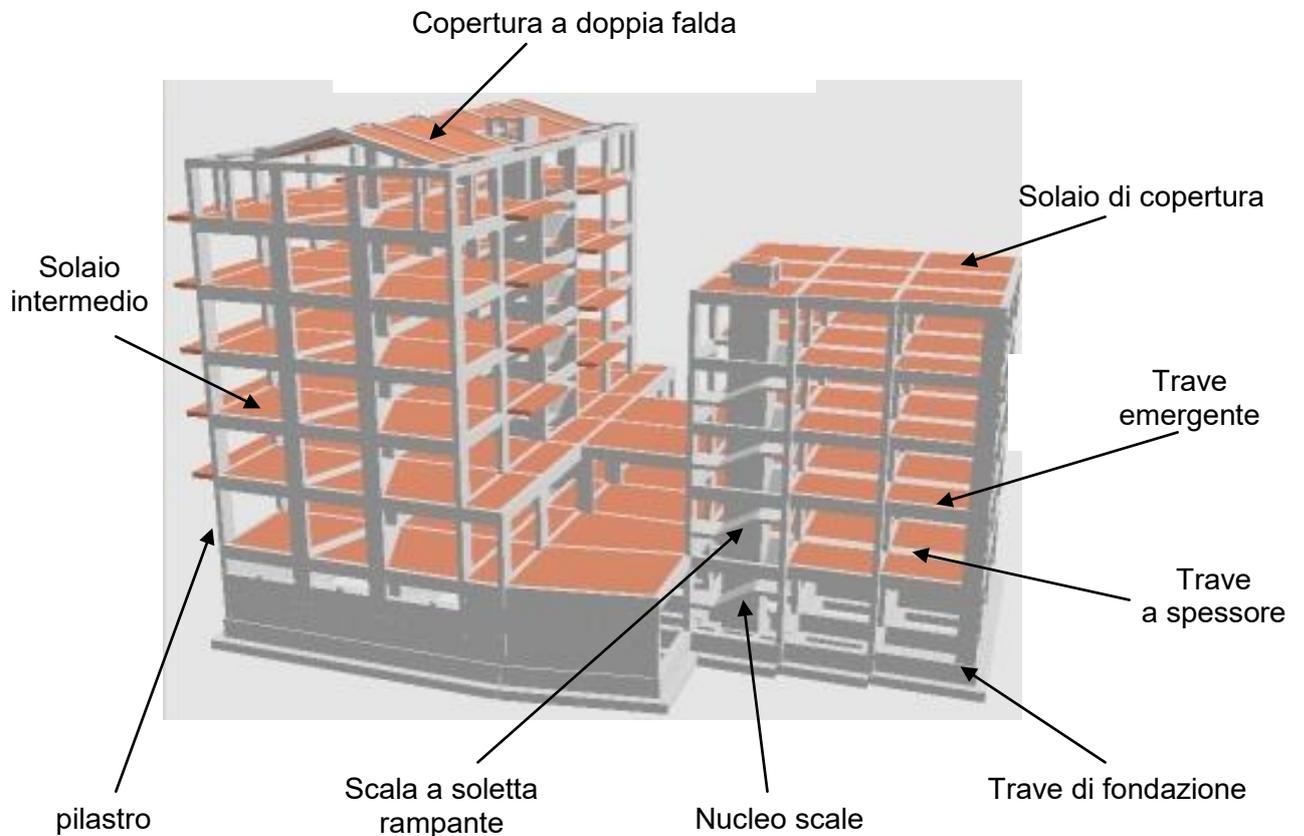


Figura 8.1 – Edificio in c.a.: struttura

La struttura “a telaio” è caratterizzata dalla presenza di travi e pilastri. In zona sismica è bene che le travi ed i pilastri confluiscono in un nodo al fine di evitare sollecitazioni “parassite”. Le pareti che delimitano la superficie esterna dell’edificio si chiamano “tamponature”, mentre quelle che separano gli ambienti interni si chiamano “tramezzi” o “divisori”.

Altre tipologie di strutture in c.a. sono quelle “a nucleo” e quelle “a setti” (o a pareti). Esse sono particolarmente indicate nelle zone sismiche per i loro requisiti di controventamento.

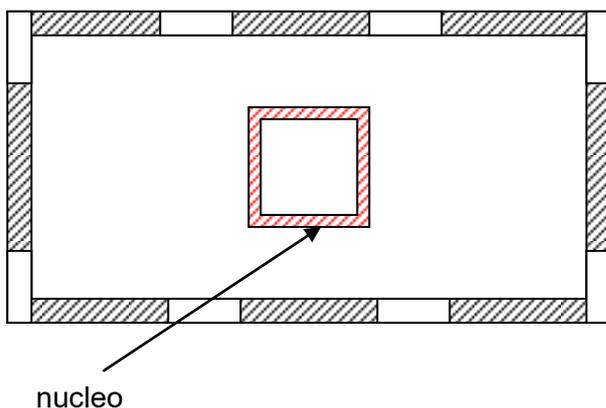


Figura 8.2 – Edificio in c.a.: struttura a nucleo

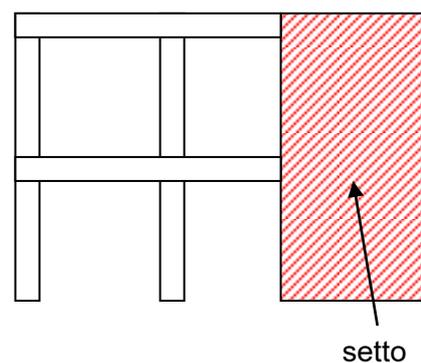


Figura 8.3 – Edificio in c.a.: struttura a setti

Altra tipologia di strutture in cemento armato è quella delle strutture *prefabbricate* (in genere utilizzate per capannoni industriali o centri commerciali). Le figure in basso mostrano due esempi di siffatte strutture: in alto sono visibili le pareti di chiusura d'ambito ed i pilastri mentre nella figura in basso si notano le travi portanti la copertura (orditura principale) semplicemente appoggiate sulle colonne. La copertura di tali strutture è in genere costituita dai tegoloni in c.a.p. già analizzati nel capitolo 6. Le mensole tozze evidenziate in figura 8.5 sono in genere impegnate come appoggio per le travi porta carro ponte (ossia per quelle travi su cui si poggiano i carri ponte).



Figura 8.4 – Edificio prefabbricato in c.a.:
vista esterna



Figura 8.5 – Edificio prefabbricato in c.a.:
vista interna

9 GLI EDIFICI IN ACCIAIO

Gli edifici in acciaio possono essere classificati sostanzialmente in due categorie:

gli edifici con struttura pendolare e controventi

gli edifici intelaiati.

I primi presentano dei controventi aventi la funzione di minimizzare gli spostamenti orizzontali della struttura dovuti al sisma o al vento (in genere alle azioni orizzontali) mentre i secondi risultano sufficientemente rigidi da opporsi a tali movimenti.

Tipico esempio di struttura metallica è il capannone industriale raffigurato nell'immagine 9.1:

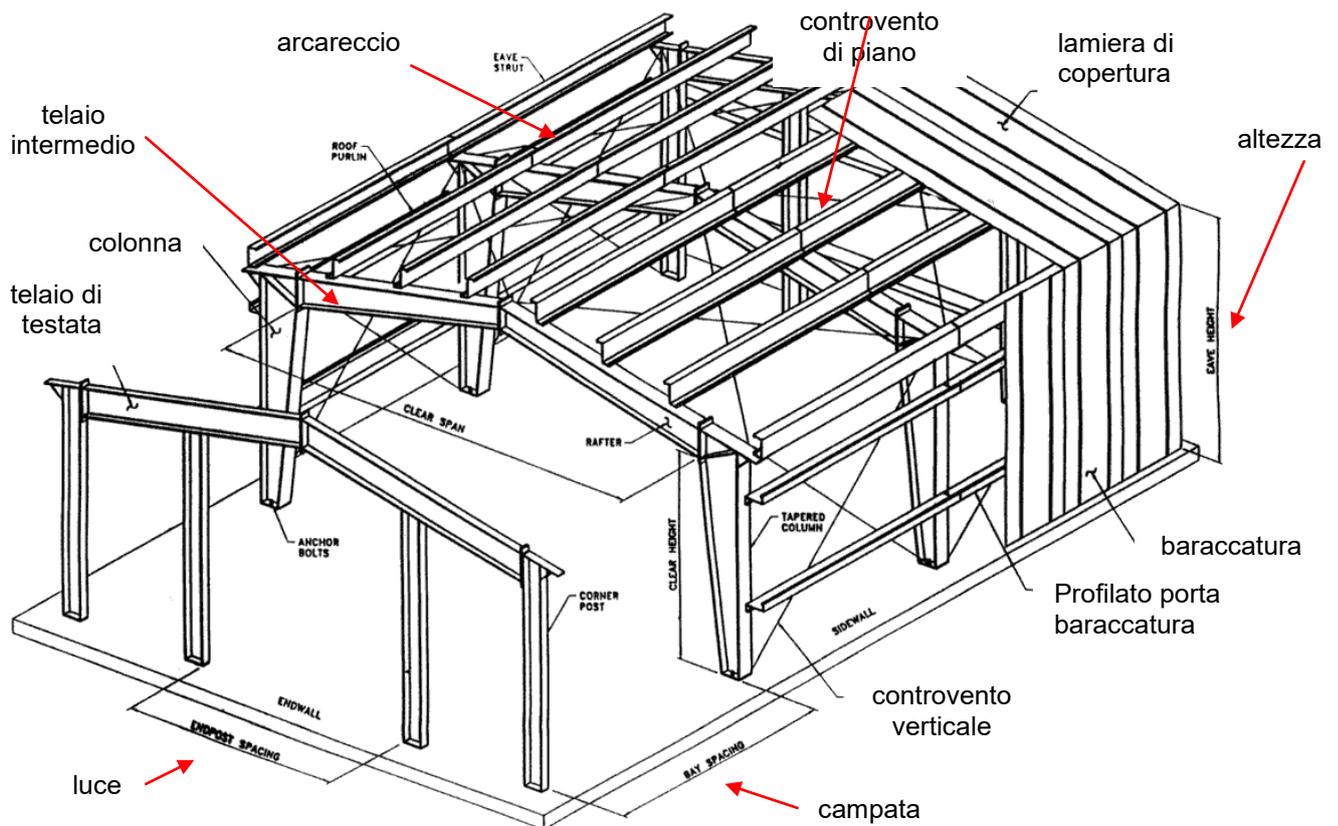
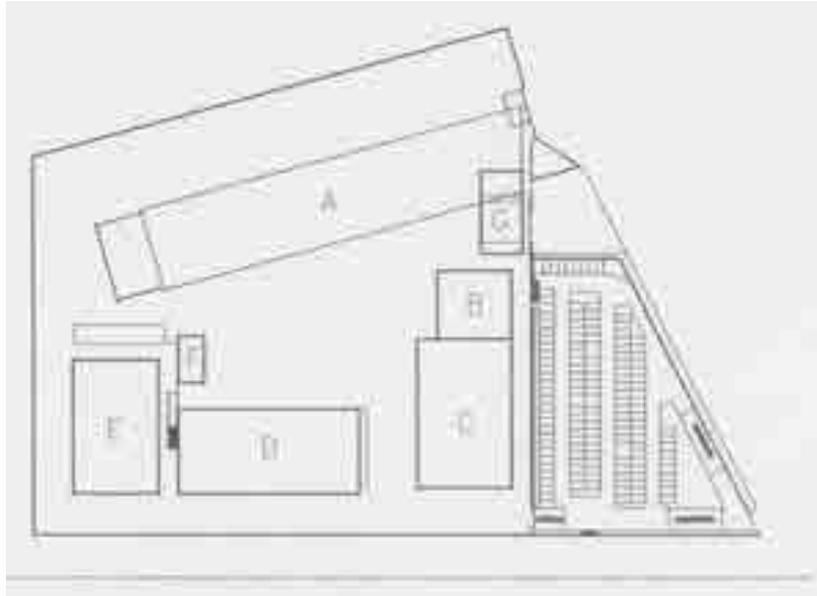


Figura 9.1 – Capannone industriale in acciaio.
Componenti principali

Sebbene in Italia non siano numerose le costruzioni in acciaio (fatta ovviamente eccezione per i capannoni), non si può fare a meno di menzionare l'edificio che ospita il Comando Provinciale dei Vigili del Fuoco di Napoli: una struttura in acciaio e calcestruzzo estremamente innovativa sia per la scelta delle tipologie costruttive che per i dispositivi antisismici presenti.

La caserma di Napoli è costituita da 7 corpi di fabbrica: la palazzina mensa (A) adibita anche ad autorimessa e camerate, la palazzina comando (B) sede degli uffici, la palestra (C), la palazzina scuola (D) ove è ospitato anche il magazzino logistica e un'altra autorimessa, l'officina (E), il castello di manovra (F) ed il corpo ingresso lato via Tarantini (G).



La figura in basso mostra la palazzina mensa (A) e l'antistante "piazzetta":



L'edificio "A" (mensa) presenta uno schema costruttivo a pianta rettangolare allungata larga circa 25 m e scandita in senso longitudinale secondo un modulo di tre metri. Si accoppiano in senso trasversale due nuclei in cemento armato con sezione a C, che contengono le scale ed ascensori. Le varie coppie di nuclei sono poste ad interasse di 18 m in senso longitudinale. Ciascun nucleo è inscritto in un rettangolo di dimensioni 3x6 mxm.

Le sommità dei nuclei in c.a. sono collegate da travi reticolari in acciaio di altezza pari a 4 m disposte longitudinalmente sul perimetro del corpo di fabbrica. Su di esse poggiano le travi trasversali di copertura, ad interasse di 3m, anch'esse reticolari in acciaio con altezza di 1,8 m e luce di 18 m. Sono presenti sbalzi laterali di 3,60 m.

L'insieme di tali travi longitudinali e trasversali realizza, in copertura, un sistema reticolare poggiante sui nuclei in cemento armato, a cui sono sospesi, mediante appositi tiranti, i piani. Ciascun impalcato è costituito da travi in acciaio a doppio T laminate, appoggiate in senso trasversale ad interasse di 3m e sospese in quattro punti, che individuano tre luci perfettamente corrispondenti alle funzioni che svolgeranno ai singoli piani.

I solai sia di calpestio che di copertura sono in lamiera grecata su luci di 3 m, collegati alle travi principali mediante unioni saldate e completati da calcestruzzo leggero e strati di materiali fonoassorbenti ed isolante.

Ai nuclei in cemento armato è affidato il compito di assorbire, oltre ai carichi verticali trasmessi dalle strutture di copertura, anche le azioni orizzontali dovute al vento.

Sulla sommità dei nuclei sono presenti gli isolatori sismici che assorbono le oscillazioni provenienti dal terreno in caso di sisma come dei carrelli posti al di sotto della struttura sospesa.

Le fondazioni di tali nuclei sono realizzate con una platea su pali.

La caserma di Napoli è un vero e proprio libro sulle costruzioni in acciaio: sono presenti infatti scale con trave a ginocchio e gradini a sbalzo, scale rampanti, strutture pendolari controventate, strutture intelaiate, ad *ombrello*, isolate, con dissipatori ...

Nella figura in basso è mostrato il castello di manovra (F) munito di controventi a croce di S. Andrea. Sullo sfondo è in vista la palazzina mensa (A) con la struttura "sospesa" e l'autorimessa sita al piano terra.



10 I SOLAI

10.1 Gli elementi costitutivi di un solaio

I solai sono strutture piane aventi la funzione di portare i carichi verticali presenti sulle costruzioni e di trasferirli alle strutture su cui si appoggiano.

Da un punto di vista geometrico sono caratterizzati da una “**luce**” (L) pari alla massima distanza tra due appoggi consecutivi, da una “**campata**” definita come la porzione di solaio compresa tra due appoggi, da un “**orditura**” che rappresenta la direzione della struttura portante del solaio.

In un solaio possono essere individuate più orditure perché molteplici possono essere le sue strutture portanti. A seconda del livello di importanza della struttura che sostiene i carichi gravanti sul solaio, le orditure vengono suddivise, in base al loro ordine di posizionamento, in: principali (o primarie), secondarie, terziarie e così via. Le orditure di ordine superiore poggiano su quelle di ordine immediatamente inferiore. Ad esempio: le orditure secondarie poggiano sulle principali che, dunque, sono responsabili della statica di tutto il solaio.

Al di sopra dei **travetti** è spesso presente una **soletta** (in sua assenza il solaio si dice “a raso”) avente la funzione di ripartizione dei carichi e di irrigidimento del piano.

La figura 10.1 esemplifica i concetti appena espressi:

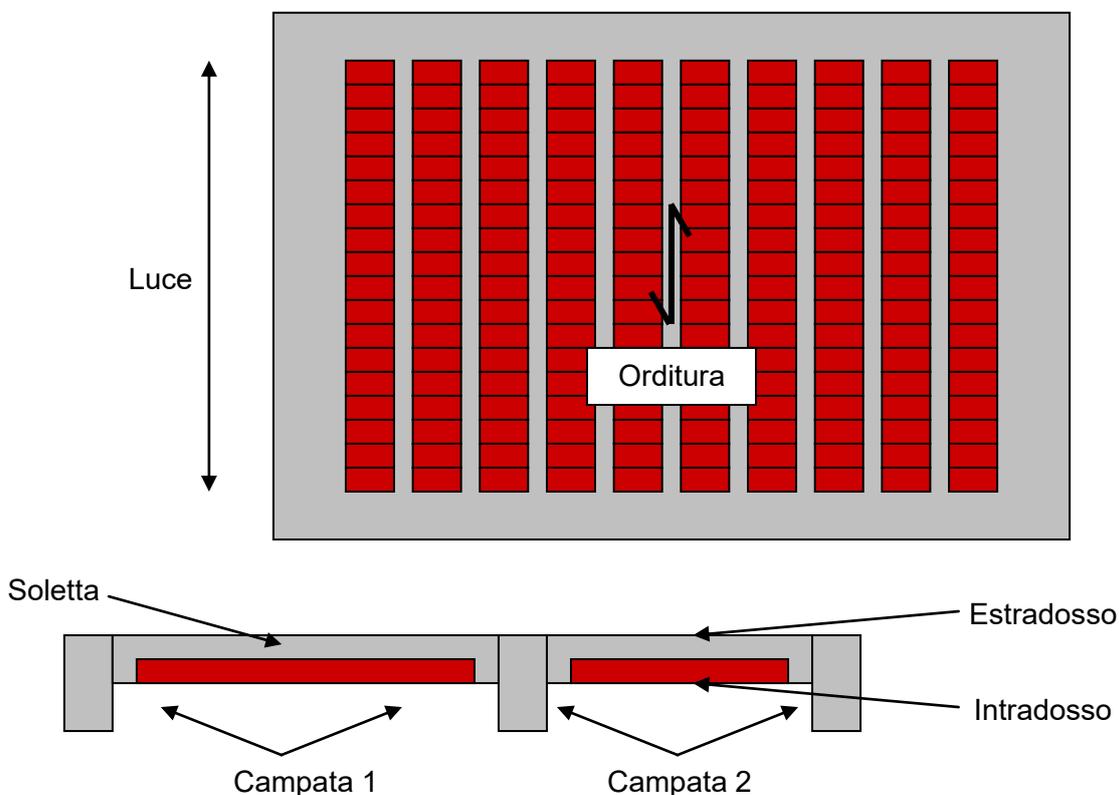


Figura 10.1 – Carpenteria e sezione solaio in c.a.

I solai possono essere suddivisi sinteticamente in quattro tipologie:

- A) Solai in legno
- B) Solai in ferro
- C) Solai in laterocemento (o laterocementizi)
- D) Solai in c.a.

10.2 Solai in legno

Sono i solai di concezione più antica. La struttura portante è caratterizzata da un'orditura principale costituita da travi lignee a sezione circolare (nell'edilizia più povera) o squadrata (di maggior pregio). A seconda dell'interasse tra le travi, può essere presente o meno un'orditura secondaria costituita da un tavolato (o assito) o da un incannucciato su cui poggia un massetto per l'allettamento della pavimentazione. All'intradosso dei solai possono essere posizionati dei controsoffitti (talvolta costituiti da vere e proprie tele) che mascherano la struttura.

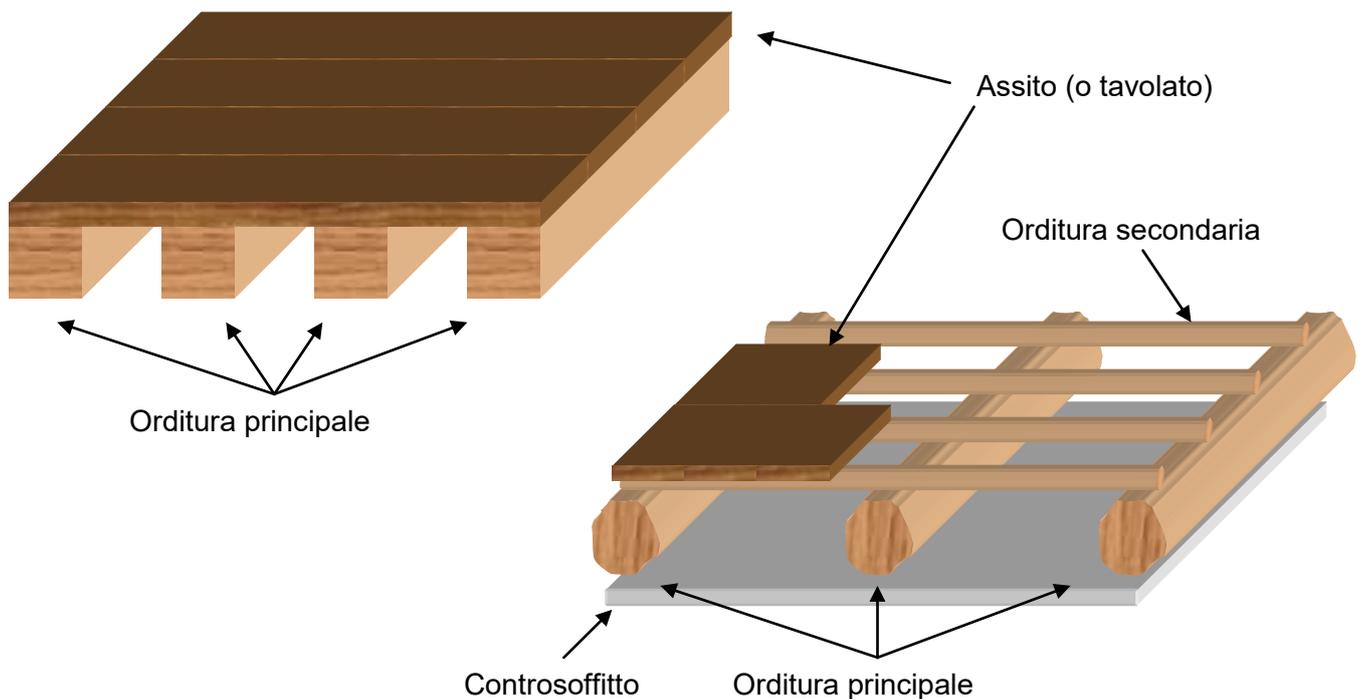


Figura 10.2 – Solaio in legno

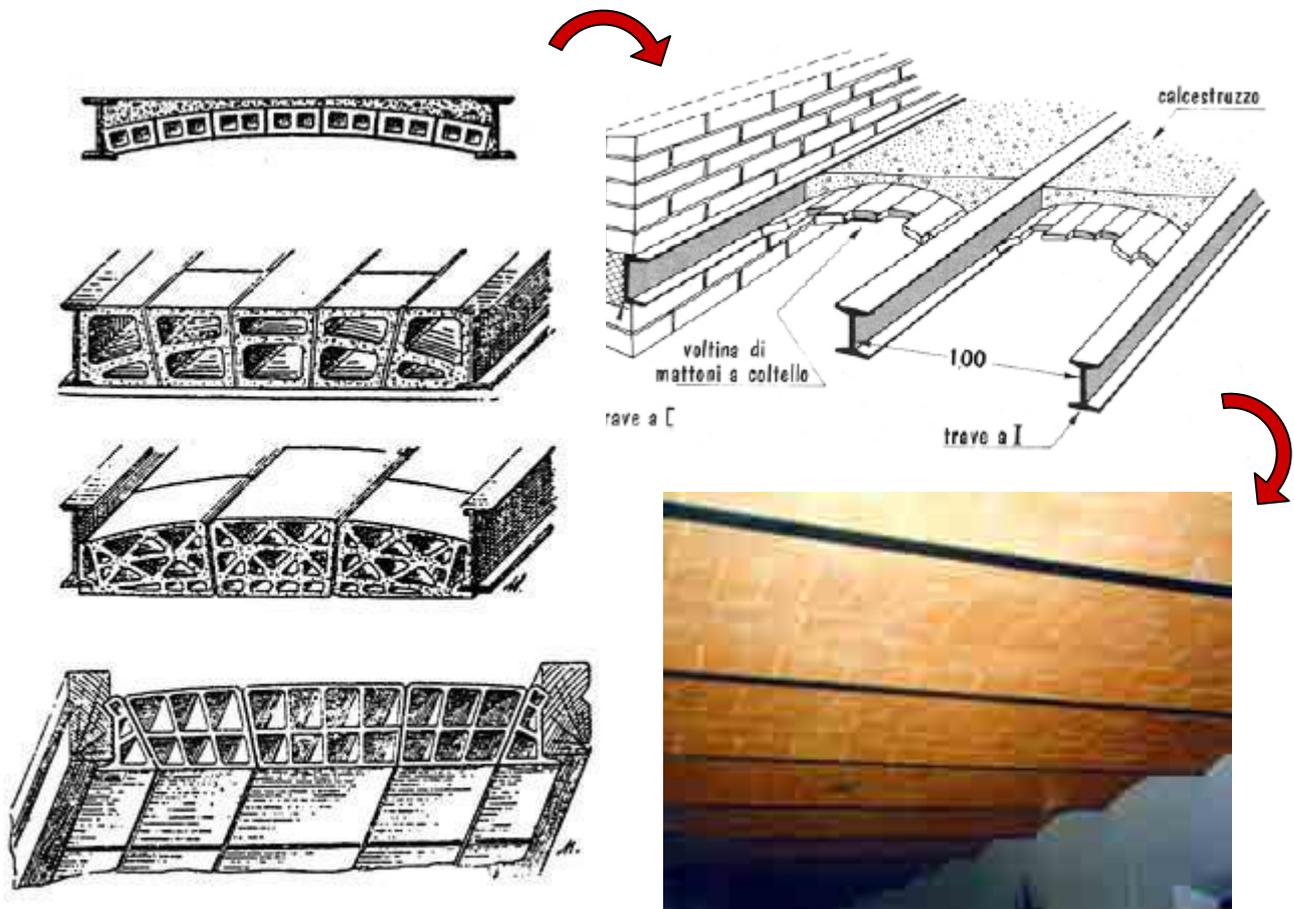
10.3 Solai “in ferro”

I solai cosiddetti “in ferro” rappresentano la naturale evoluzione tecnologica dei solai in legno dove, al posto delle travi portanti lignee, vengono poste delle travi portanti in acciaio (le cosiddette putrelle⁹) in virtù delle loro maggiore capacità portante, ridotta deformabilità, superiore durabilità nel tempo ed incombustibilità. Esistono varie tipologie di solai in ferro a seconda dell'elemento posizionato tra le ali inferiori dei profilati metallici:

- 1) Solai in ferro con voltine
- 2) Solai in ferro con tavelle
- 3) Solaio con lamiera grecata

10.3.1 Solai in ferro con voltine

Utilizzati sin dagli inizi del 1800, sono ancora oggi presenti negli edifici “storici”. Sono caratterizzati da profilati metallici che costituiscono l'orditura principale del solaio e da laterizi o mattoni posti tra le ali per realizzare l'orizzontamento. Le voltine possono essere ad intradosso curvo o piano. Nel secondo caso l'effetto arco è garantito da blocchi opportunamente sagomati detti “volterrane”. Esistono casi di laterizi a profilo curvilineo.



⁹ Putrella: Dal francese poutrelle, derivato di poutre 'trave'

Figura 10.3 – Solai in ferro con voltine

10.3.2 Solai in ferro con tavelloni

Di diretta derivazione dai solai con voltine, ne rappresentano una versione più “moderna”. Il riempimento tra le travi metalliche è effettuato mediante dei laterizi piani detti “tavelle” o “tavelloni”. Questi solai sono spesso utilizzati per la ristrutturazione di edifici in muratura. Talvolta le putrelle sono munite di connettori per la collaborazione con la soletta in c.a.

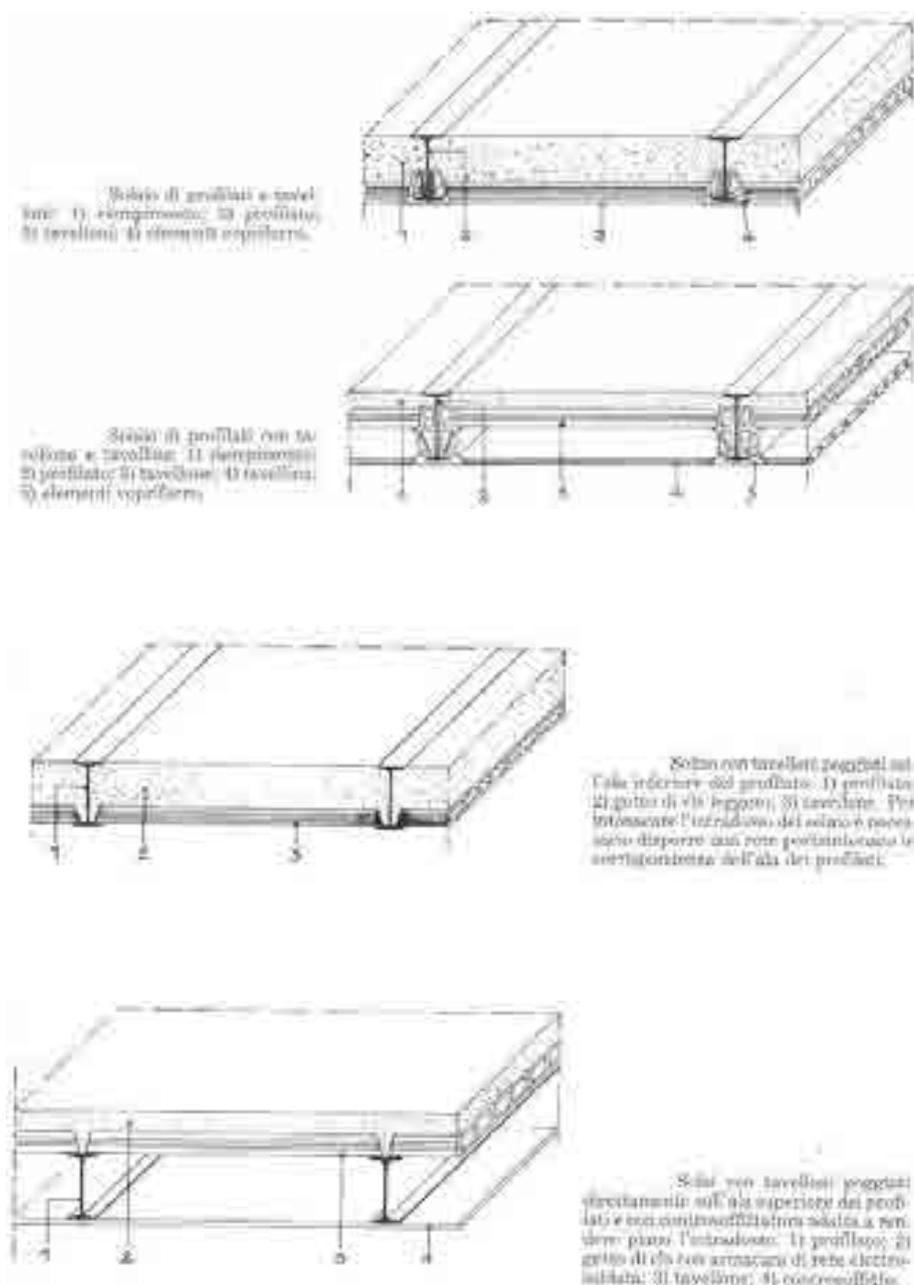


Figura 10.4 – Solai in ferro con tavelloni

10.3.3 Solai in lamiera grecata

Caratteristici degli edifici a struttura metallica, sono realizzati mediante un'orditura principale (spesso accompagnata da un'orditura secondaria) sormontata da connettori aventi la funzione di vincolare le lamiere grecate posizionate all'estradosso e di favorire l'intima collaborazione tra la struttura in acciaio ed il getto di calcestruzzo costituente la soletta. Le pareti delle lamiere sono in genere corrugate (ovvero striate o bugnate) in maniera tale da consentire l'intima collaborazione con il calcestruzzo della soletta.

La figura 10.5 evidenzia i vari elementi costituenti un solaio in lamiera grecata.

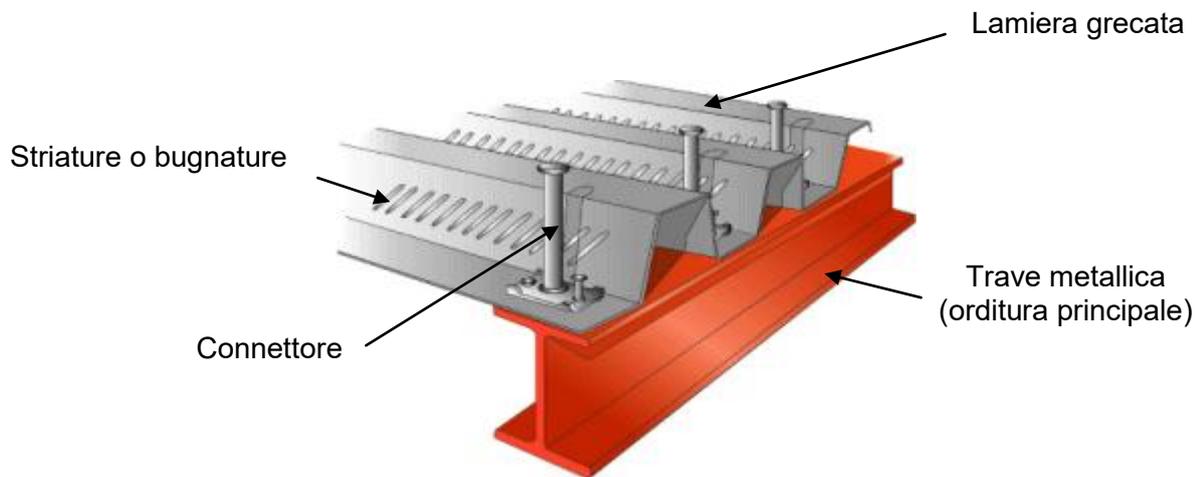


Figura 10.5 – Solai in lamiera grecata

10.4 Solai in laterocemento

I solai in laterizio e cemento costituiscono la maggioranza dei solai realizzati in Italia e per questo meritano particolare attenzione. L'industria del cemento armato ha visto la produzione di numerose tipologie di questo elemento strutturale che possono essere così sinteticamente elencate:

- 1) Solai gettati in opera
- 2) Solai a travetti prefabbricati e blocchi in laterizio interposti
- 3) Solai con lastre in c.a. e blocchi di alleggerimento
- 4) Solai a pannelli prefabbricati
- 5) Solai alveolari
- 6) Solai tipo SAP

10.4.1 Solai gettati in opera

Per quanto riguarda questa tipologia, si può dire che i solai siffatti sono realizzati poggiando su un assito in legno i laterizi (pignatte) poste ad un interasse tale da consentire la realizzazione dei travetti mediante il posizionamento delle barre di armatura ed il successivo getto di calcestruzzo. L'assito provvisorio viene smontato al raggiungimento della maturazione del calcestruzzo (in genere 28 giorni dal getto).

In figura 10.6 sono riportate alcune sezioni tipiche di solaio gettato in opera:

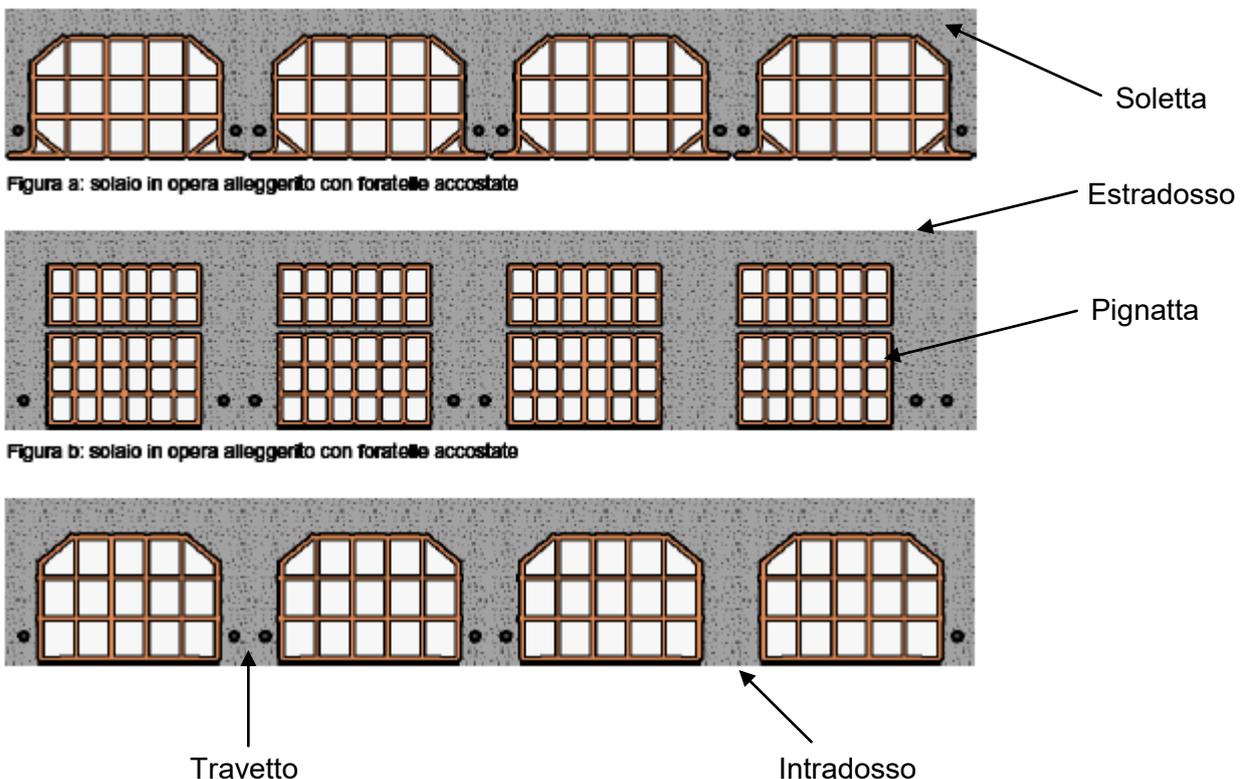


Figura 10.6 – Solai in laterocemento gettati in opera

In figura 10.7 è riportata un'assonometria del solaio gettato in opera:



Figura 10.7 – Solaio in laterocemento gettato in opera: assonometria

10.4.2 Solai a travetti prefabbricati e blocchi in laterizio interposti

Sono solai caratterizzati da una struttura portante costituita da travetti prefabbricati o fabbricati a piè d'opera che non necessitano di complicate strutture di sostegno in fase di esecuzione. Sono pertanto di realizzazione più rapida rispetto ai solai gettati in opera. Si realizzano mediante posizionamento tra gli appoggi dei travetti prefabbricati, successiva collocazione dei laterizi e getto di completamento di c.a. Le varie tipologie di solaio di questa categoria si differenziano in buona sostanza per i differenti travetti prefabbricati che possono essere: con fondello in laterizio parzialmente gettato e traliccio, con travetto intralicciato in c.a. o travetto precompresso.

In figura 10.8 e 10.9 sono esemplificate varie tipologie appena descritte:

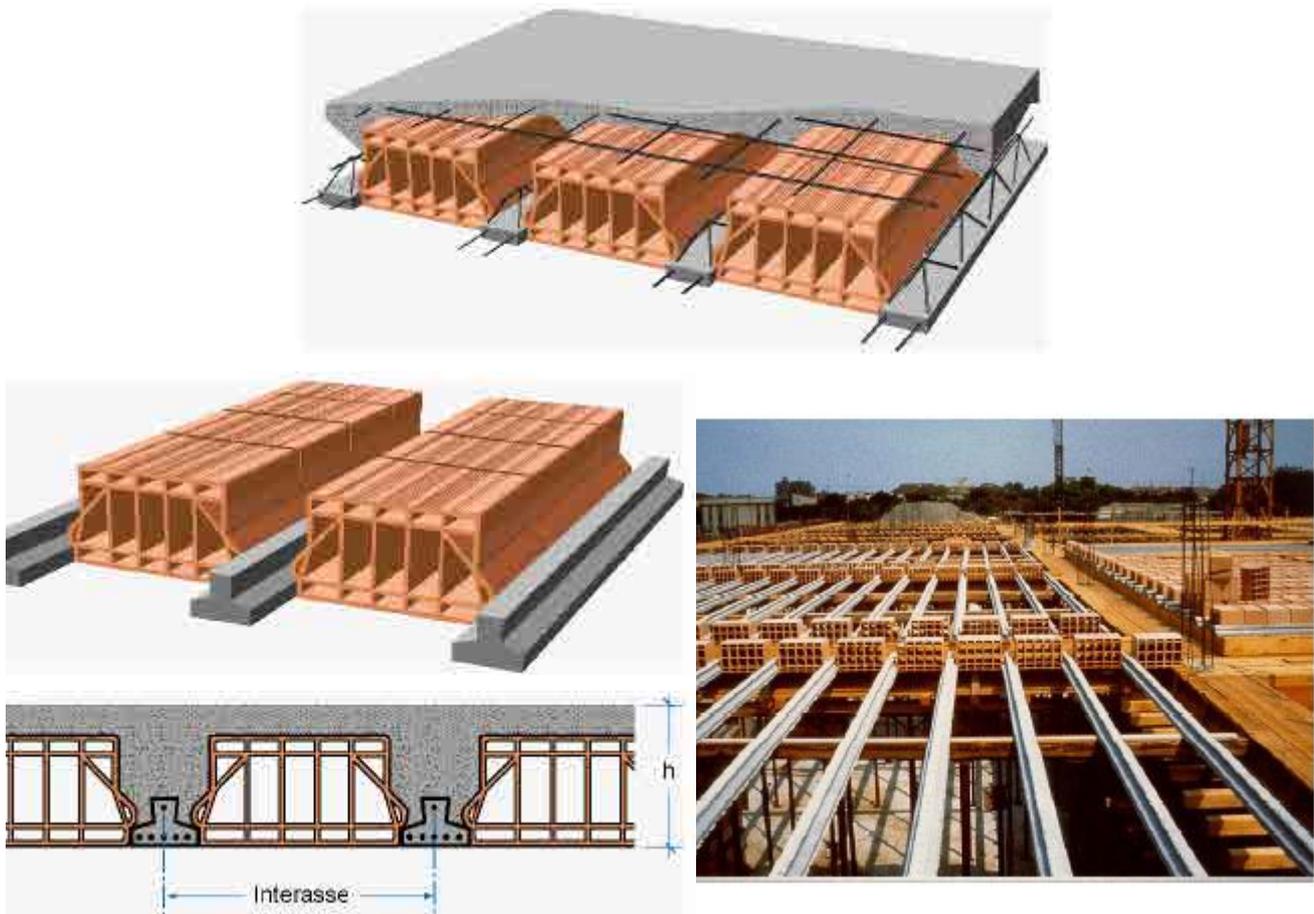


Figura 10.8 – Solai in c.a. con travetti prefabbricati



Figura 10.9 – Solai in c.a. con travetti intralicciati

10.4.3 Solai con lastre in c.a. (altrimenti dette “predalles”) e blocchi di alleggerimento

Sono solai caratterizzati da lastre in c.a. prefabbricate (precomprese o non) spesse in genere almeno 4 cm e larghe 1,20m che vengono disposte tra gli appoggi della struttura portante. Si di esse vengono poggiati dei blocchi di alleggerimento (in laterizio o in polistirolo espanso o in plastica) opportunamente distanziati per consentire la successiva realizzazione dei travetti in c.a. (tralicciato o non) mediante un getto di completamento. Sono solai di rapida esecuzione.

Le figura 10.10, 10.11 e 10.12 illustrano la tipologia descritta.

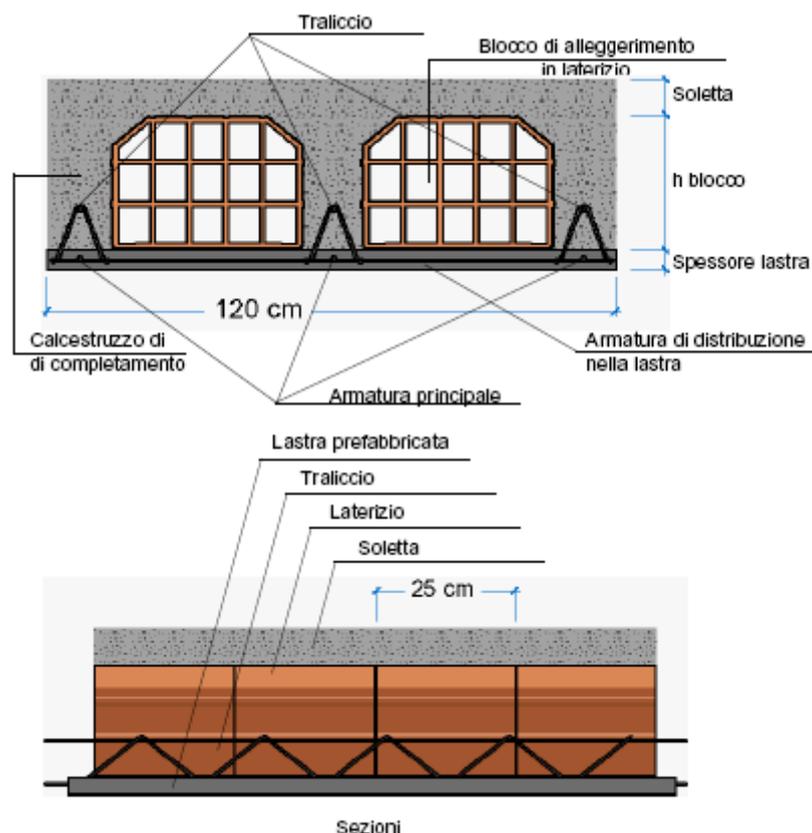


Figura 10.10 – Solai a predalles

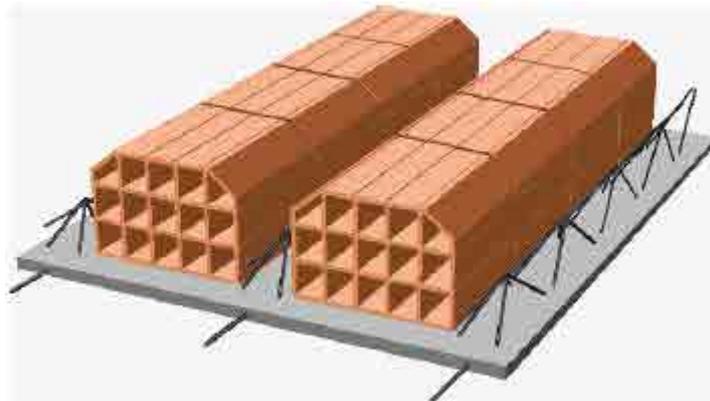


Figura 10.11 – Solaio a predalles

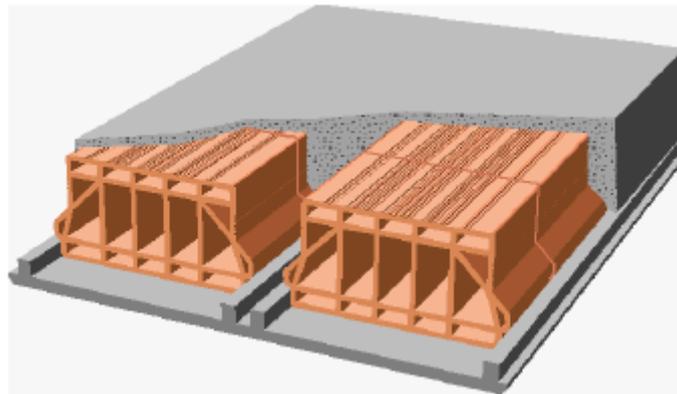


Figura 10.12 – Solaio a pannelli prefabbricati e soletta gettata in opera

10.4.4 Solai a pannelli prefabbricati

Sono solai realizzati quasi per intero in stabilimento mediante assemblaggio dei laterizi e dei travetti armati. Sono caratterizzati da una rapida esecuzione, necessitano di poche opere di sostegno provvisorio e di ridotti getti di completamento. Risultano poco versatili per configurazioni in pianta particolari dei solai.

In figura 10.13 e 10.14 sono riportati degli esempi. Si notino gli anelli in acciaio per la movimentazione in cantiere del pannello (fig. 10.13).



Figura 10.13 – Solai a pannelli prefabbricati



Figura 10.14 – Varo di solaio a pannelli prefabbricati

10.4.5 Solai tipo "SAP"

Rappresentano un solaio storico introdotto in Italia intorno al 1930. Caratterizzato da una buona velocità di esecuzione, si è rivelato nel corso degli anni piuttosto insidioso in virtù dei fenomeni di dissesto che lo hanno contraddistinto.

Sono in buona sostanza costituiti da travetti in laterizio armato assemblati a piè d'opera mediante infilaggio di barre di armatura (in genere lisce e dal diametro ridotto) in tasche

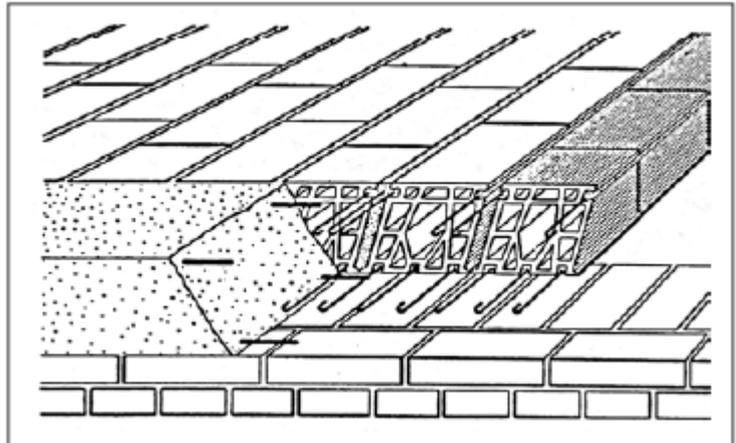


Figura 10.15 – Solaio tipo S.A.P.

appositamente predisposte nel laterizio e sigillate mediante malta. I travetti in laterizio armato venivano accostati tra loro per la realizzazione di un getto di completamento. Molto spesso detti solai erano sprovvisti di soletta di ripartizione. All'intradosso sono in genere visibili solo i fondi dei laterizi (quando integri!). Frequenti sono i distacchi di intonaco e di laterizi che mettono a nudo le barre di armatura in genere piuttosto ossidate per effetto dei ridottissimi copriferri.

10.5 Solai in cemento armato

Possono essere distinti in:

- 1) Solai in c.a. a soletta piena
- 2) Solai in c.a. alveolari

10.5.1 Solai in c.a. a soletta piena

Usati raramente (e solo nel caso di manufatti con notevoli sovraccarichi accidentali o grosse luci), possono essere precompressi o non, muniti o meno di nervatura oppure piani o curvi.

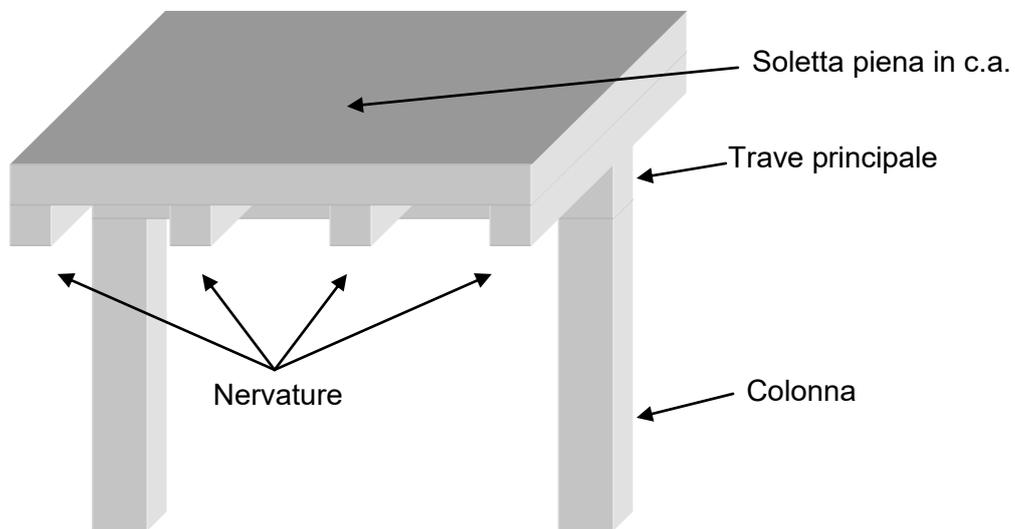


Figura 10.16 – Solaio a soletta piena in c.a.

10.5.2 Solai alveolari (o alveolati)

Sono costituiti da lastre prefabbricate in cemento armato vibrato e precompresso (con precompressione a fili aderenti) larghe in genere 1,2 m utilizzate in genere nelle costruzioni prefabbricate (grossi centri commerciali, edilizia industriale, parcheggi, etc). Le lastre sono dette "alveolari" in virtù della presenza di canali realizzati in stabilimento mediante dei tubi-forma con la funzione di alleggerirne il peso, di risparmio di materiale e di conferire al pannello migliori caratteristiche di fonoassorbenza, isolamento termico e resistenza al fuoco.

La figura 10.17 ne esemplifica la tipologia:

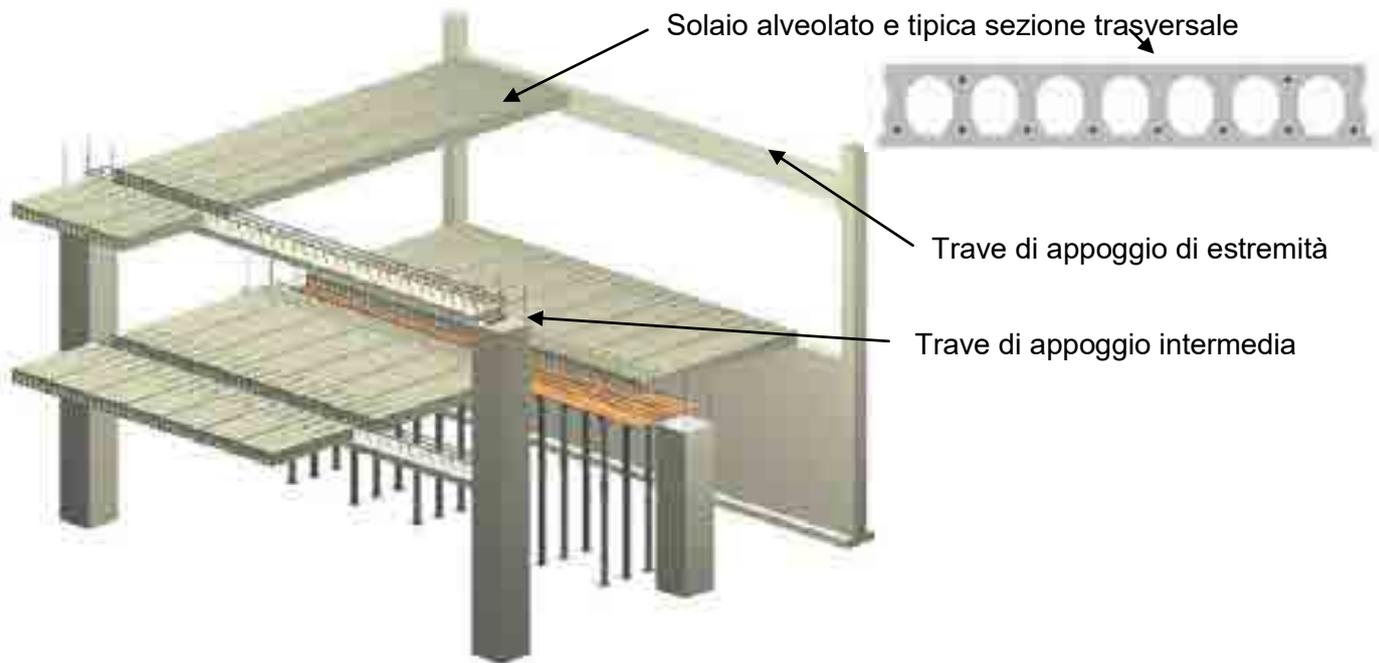


Figura 10.17 – Solaio prefabbricato alveolare

11 LE SCALE

Le scale rappresentano quelle parti di struttura che consentono il collegamento tra i vari piani. A seconda dello schema strutturale caratterizzante si differenziano in:

Scale a soletta rampante

Scale con travi a ginocchio e gradini a sbalzo

Scale in acciaio

Scale con gradini a sbalzo

Scale su volta rampante

11.1 Le scale a soletta rampante

Rappresentano la tipologie più comune nel panorama edilizio italiano delle costruzioni in cemento armato.

La soletta rampante è una piastra ad asse inclinato (rampa) che poggia sulle travi poste al livello di piano e di interpiano.

I gradini in genere sono riportati sulla soletta e non hanno funzione portante sebbene esistano esempio di scale con gradini collaboranti.

La figura 11.1 ne illustra la geometria:

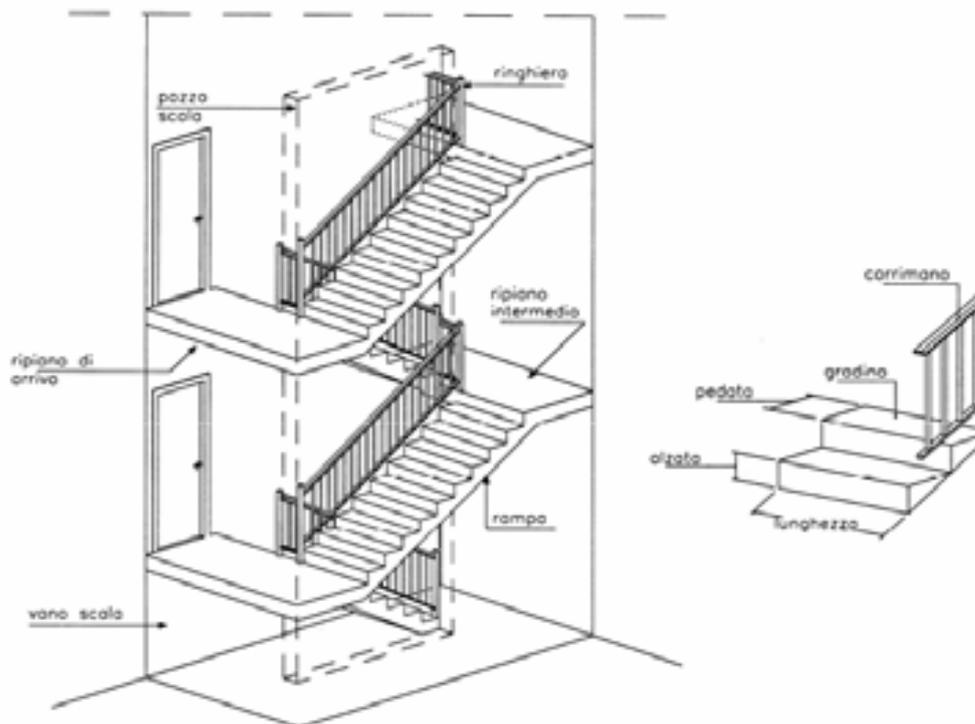


Figura 11.1 – Scala a soletta rampante

11.2 Le scale con travi a ginocchio e gradini a sbalzo

Senza dubbio meno impiegate delle precedenti, le scale in esame sono caratterizzate da una trave a ginocchio (ovvero ad asse spezzato) posta al perimetro della gabbia scala e su cui sono incastrati, a sbalzo, i gradini che quindi risultano sempre portanti.

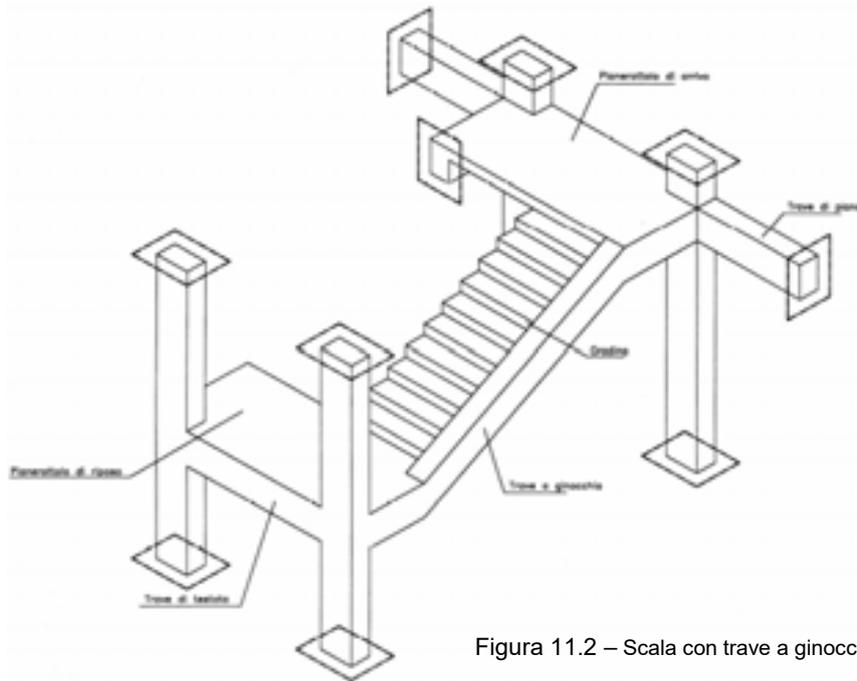


Figura 11.2 – Scala con trave a ginocchio e gradini a sbalzo

11.3 Scale in acciaio

Ripercorrono il concetto di scala a soletta rampante. Al posto della soletta, sono presenti delle travi metalliche ad asse inclinato su cui sono realizzati i gradini. Le travi inclinate sono vincolate alla struttura portante verticale in genere costituita da un telaio su due o quattro colonne.



Figura 11.3 –Scale in acciaio

Telaio portante con 4 colonne

11.4 Scale con gradini a sbalzo

Si trovano negli edifici in muratura e sono caratterizzate dalla presenza di gradini in pietra incastrati direttamente nei maschi murari.

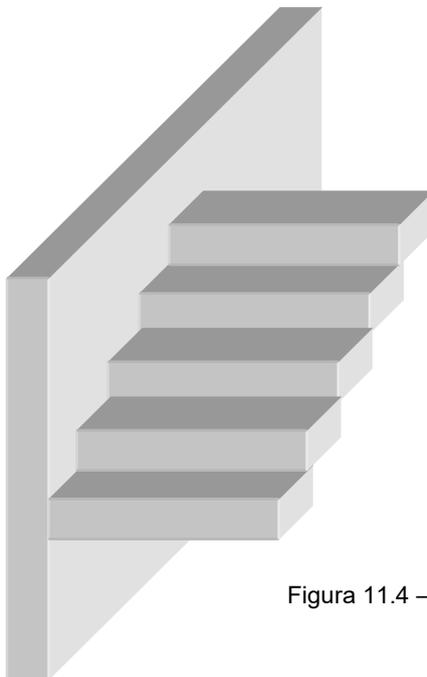


Figura 11.4 –Scala con gradini a sbalzo

11.5 Scala su volta rampante

E' la classica scala degli edifici in muratura. I gradini sono riportati su volte il cui piano di imposta è a quota differente (da cui la denominazione "rampante"). La seguente figura ne illustra la tipologia.

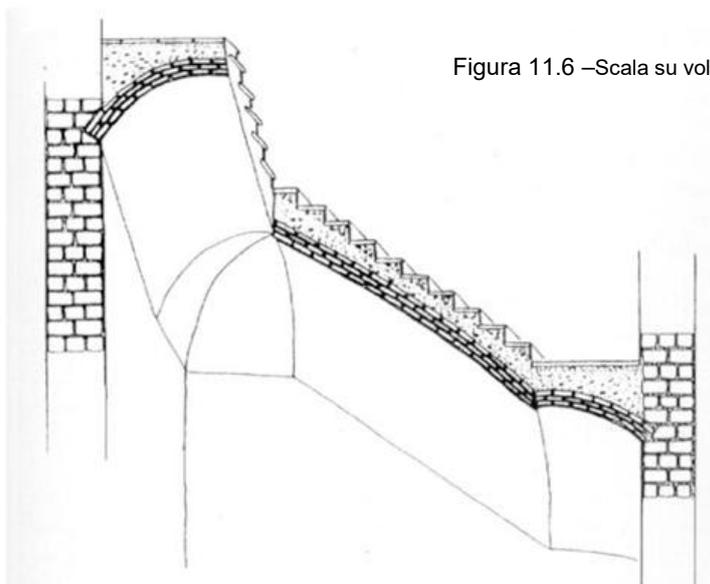


Figura 11.6 –Scala su volta rampante

12 LE COPERTURE

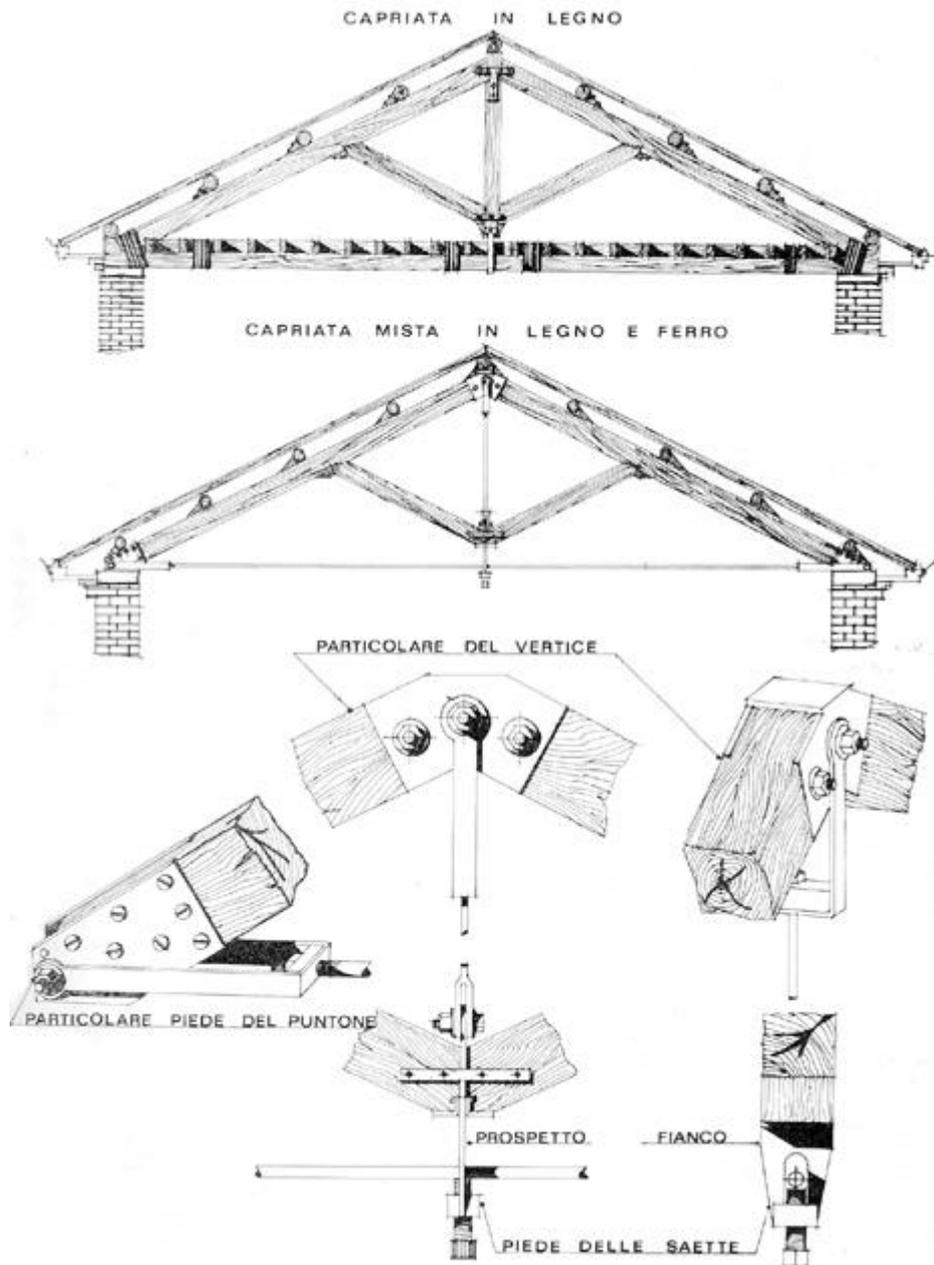


Figura 12.1 - Un esempio di copertura sorretta da una capriata

12.1 Aspetti generali

Le coperture hanno la funzione di delimitare superiormente l'edificio e di proteggere l'ambiente sottostante dalle precipitazioni atmosferiche.

Esse sono costituite da:

1. **un manto di copertura:** che rappresenta lo strato esterno della copertura e può essere rappresentato da materiali tradizionali (Laterizio: coppi, tegole marsigliesi, portoghesi, olandesi, romane, oppure rame o ardesia) o materiali innovativi (gres ceramico e porcellanato, tegole di cemento, alluminio, lastre di fibrocemento etc.) – vedi figg. 12.2 e 12.3;

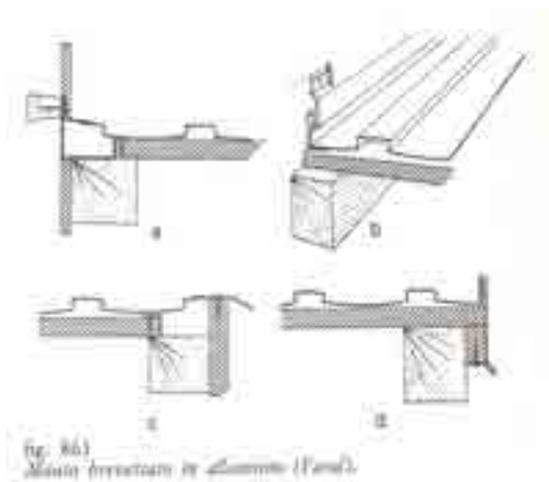


Figura 12.2 – Manto di copertura in alluminio

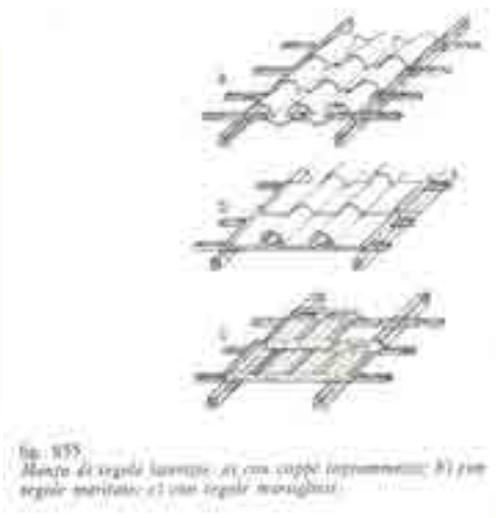


Figura 12.3 - Manto di tegole laterizie

2. **una struttura portante:** che ha la funzione di sorreggere il manto di copertura.

In questo capitolo, coerentemente ai temi trattati nel presente modulo didattico, saranno esaminati esclusivamente gli elementi relativi alla struttura portante della copertura.

La scelta del tipo di struttura portante, dipende dal grado d'inclinazione delle coperture. In funzione di questo parametro, esse si classificano in:

- **coperture a falda:** quando l'inclinazione risulta evidente – vedi fig. 12.4;
- **coperture a terrazzo:** quando l'inclinazione è trascurabile (realizzate in genere nelle zone a clima mediterraneo, caratterizzate da scarsa piovosità) – vedi fig. 12.5.

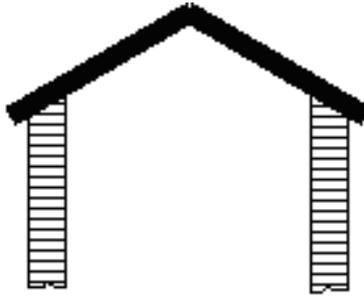


Figura 12.4 –Esempio di tetto a falda



Figura 12.5 - esempio di copertura a terrazzo

Le coperture a falda possono essere a loro volta del tipo:

- **spingente** - vedi fig 12.6;
- **non spingente** – vedi figg. 12.7-12.8-12.9-12.10;

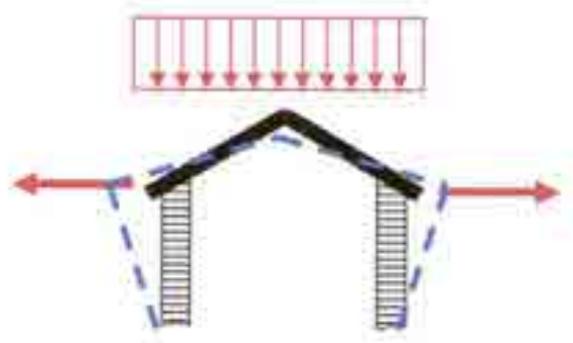


Figura 12.6 - esempio di tetto spingente



Figura 12.7 - spinta eliminata dalla catena

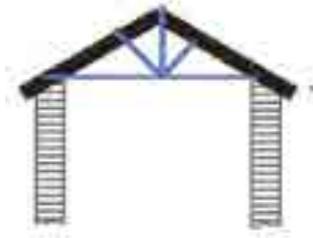


Figura 12.8 - spinta eliminata dalla capriata



Figura 12.9 - spinta eliminata dal muro di spina

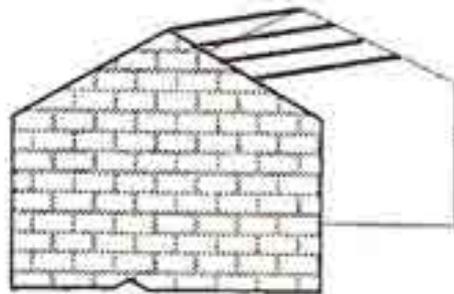


Figura 12.10 -

In questo caso la spinta è eliminata perché l'orditura principale è disposta longitudinalmente all'inclinazione della falda

Le coperture saranno spingenti se esse applicano forze orizzontali ortogonali alle pareti su cui si appoggiano, per effetto dei soli carichi verticali – vedi fig. 12.6. Ciò si verifica, ad esempio, in assenza di cordolo, e/o di muro di spina (per gli edifici in muratura), e/o di catene e/o di trave rigida di colmo e/o di capriata a spinta eliminata.

Viceversa, le coperture saranno non spingenti se esse applicano forze orizzontali trascurabili alle pareti su cui appoggiano. E' il caso, ad esempio, della copertura con presenza di catene – vedi fig. 12.7, oppure con presenza di capriate – vedi fig. 12.8, oppure con la presenza di un muro di spina

vedi fig. 12.9, oppure con orditura principale disposta longitudinalmente all'inclinazione della falda e poggiante tra due muri perimetrali o tra due capriate a spinta eliminata – vedi fig. 12.10.

E' evidente che, oltre a queste due situazioni limite, esistono casi intermedi nei quali pur non potendo parlare di coperture spingenti, l'azione orizzontale applicata alle pareti di appoggio non è più trascurabile.

12.2 Materiali

La struttura portante della copertura a falda può essere realizzata in legno, acciaio o cemento armato. La sua inclinazione dipende dal clima, dalla piovosità e dalla tradizione del posto.

Per le coperture a terrazzo la struttura portante è rappresentata dai solai in cemento armato oppure cemento armato alleggerito. Questo solai, in genere, sono perfettamente orizzontali tranne una leggera pendenza, necessaria per il convogliamento delle acque meteoriche – vedi fig. 12.11



Figura 12.11 - copertura a terrazzo. Convogliamento delle acque meteoriche

Bibliografia

- G.B. Ormea "Manuale pratico per l'ingegnere civile". Ed. Kappa
- A. Petrignani: "Tecnologie dell'architettura". Serie Görlich;
- S. Di Pasquale ed altri "Costruzioni " Ed. Le Monnier.

13 LE FONDAZIONI

13.1 L'elemento costruttivo fondazione



Le strutture portanti di fondazione costituiscono l'elemento di trasmissione al terreno dei carichi verticali ed orizzontali agenti sull'edificio; il sedime di fondazione deve essere in grado quindi di reagire in modo tale da garantire condizioni di equilibrio e di stabilità all'intera costruzione.

Lo studio della fondazione riveste enorme importanza ed a nulla varrebbe eseguire una struttura perfettamente calcolata se il rapporto con il piano di posa non fosse risolto. Occorre pertanto conoscere affondo i due termini del problema: la struttura dell'edificio e la natura del terreno. Infatti la scelta del tipo di fondazione è funzione di questi due termini, e, come in ogni opera d'ingegneria, di considerazioni di caratteri economici.

13.2 Il terreno di fondazione

La capacità portante del terreno di fondazione viene analizzata con opportune indagini *geognostiche* che possono essere eseguite mediante prelievo dei campioni di terreno alle varie quote con apposite sonde o mediante *penetrometri* capaci di valutare la resistenza all'infissione per attrito ed alla punta e con metodi acustici fondati sulla misura della velocità del suono in terreni di nota composizione.

Un terreno di fondazione posto sotto carico si deforma ovvero cade in misura proporzionale a i carichi trasmessi dalle opere di fondazione; se i cedimenti sono uniformi si rileva un unico abbassamento della quota di posa mentre se sono differenziali, può verificarsi uno stato di sollecitazione non previsto per la struttura con probabili catastrofiche conseguenze. È opportuno in tal senso, quando si prevedono grandi disparità di carichi tra i corpi di fabbrica di un edificio, dovuti ad esempio ad un diverso numero di piani, predisporre giunti tra le parti che consentono un abbassamento differenziale senza che si inducano ulteriori sollecitazioni.

La progettazione delle fondazioni deve procedere secondo precise fasi che possono così sintetizzarsi:

- a) analisi del terreno
- b) scelta del sistema
- c) analisi delle sollecitazioni
- d) verifica della stabilità dell'opera
- e) previsione dei cedimenti.

Tali fasi sono strettamente interrelate ed occorre un buon coordinamento tra l'opera del progettista, del geologo e dello strutturista.

13.3 Classificazione delle fondazioni

Nel campo delle fondazioni possono operarsi almeno tre tipi di classificazioni: la prima in relazione alla tipologia, la seconda relativa alla topologia, la terza alle modalità costruttive.

Per quanto riguarda la tipologia è ormai classica la distinzione di fondazioni dirette o indirette che possono essere entrambe continue e discontinue. Si dicono fondazioni dirette quelle che trasmettono il carico al terreno per pressione sul piano di posa; fondazioni indirette quelle che agiscono sul terreno attraverso la interposizione di un elemento, detto palo di fondazione.

I pali lavorano per attrito e/o compressione alla punta e possono essere realizzati con diversi materiali (legno, ferro e cemento) e tecniche d'infissione. I più diffusi oggi sono quelli in calcestruzzo, semplici o armato, gettati direttamente nel terreno previa trivellazione di un vano cilindrico, che fa da cassaforma. È chiaro che se il terreno non ha una consistenza tale da garantire l'integrità delle pareti del cavo cilindrico durante il getto del palo, occorre ricorrere ad un rivestimento a mezzo di un tubo forma, che può essere estratto a mano a mano che progredisce il getto del calcestruzzo. I pali in opera hanno le pareti più o meno corrugate in relazione al metodo di formazione adottato e sono pertanto adatti per fondazioni "sospese" (pali che lavorano per attrito); quelli prefabbricati, più lisci, sono più adatti per fondazioni a "castello" (pali che lavorano di punta) ed agiscono anche costipando il terreno.

Come detto sia le fondazioni dirette che quelle indirette possono essere continue o discontinue, tra le fondazioni continue si annoverano le travi rovesce e le platee, le discontinue sono costituite dai plinti isolati.

Sotto il profilo topologico le fondazioni si classificano in superficiali, profonde ed intermedie in relazione al rapporto tra la profondità del cavo di fondazione (p) e la sua larghezza (ℓ); si dicono superficiali quelle che hanno $p / \ell < 1$, intermedie quelle che hanno $p / \ell > 1$, profonde quelle con $p / \ell \gg 1$.

Per le fondazioni dirette, occorre eseguire uno scavo in trincea che, generalmente, richiede un'armatura per evitare pericolosi franamenti delle pareti.

Per modalità costruttive si dividono le fondazioni di due gruppi: ordinarie e idrauliche; le prime in terreni asciutti, le seconde sono quelle che vengono eseguite in presenza d'acqua. Le fondazioni idrauliche possono realizzarsi con prosciugamento del cantiere (palancolate, abbassamento della falda), con congelamento dell'acqua; oppure senza prosciugamento lavorando nell'ambiente acquatico con pozzi, cassoni o palificate.

Gli edifici in muratura del passato avevano fondazioni realizzate anch'esse in muratura, con allargamenti e gradoni in modo da aumentare gradualmente la larghezza del muro entroterra fino a

raggiungere una superficie di contatto con il piano di posa capace di ripartire il carico nei limiti di una sollecitazione ammissibile per il terreno di fondazione (sedime).

Oggi le fondazioni, sia per edifici con struttura in c.a. che per quelli con struttura in acciaio si realizzano in cemento armato, avendo cura di evitare il contatto diretto del getto e delle armature con il terreno, ovvero predisponendo uno strato di calcestruzzo magro come sottofondo (sottofondazione) che, nelle fondazioni dirette, può servire anche ad aumentare la superficie di terreno investita.

Per la fondazione in zone sismiche occorre avere particolare cura nel calcolo per fare in modo che siano assorbiti dal terreno non solo le forze verticali dovute alla gravità ma anche quelle orizzontali comunque dirette dovute al sisma.

Le tipologie di fondazioni appena descritte sono nel seguito illustrate con maggiore dettaglio

13.4 Le fondazioni in muratura

Il carattere di linearità della struttura muraria si manifesta anche nelle opere di fondazione che sono, salvo rare eccezioni, del tipo continuo. In figura è rappresentata una fondazione diretta costituita da uno zoccolo di base in cemento armato che serve da tramite tra la muratura e il terreno. Le dimensioni della fondazione, ed in primo luogo la larghezza della fascia di terreno investito, vengono determinate tenendo conto dei carichi trasmessi dalla muratura in elevazione e della capacità portante del terreno. È chiaro che la superficie investita, a parità di qualità del terreno, aumenterà al crescere del carico da sopportare e a parità di carico diminuirà al crescere della sollecitazione ammissibile del piano di posa. Ancora nell'ambito delle fondazioni continue dirette l'elemento in cemento armato può essere sostituito da un progressivo aumento dello spessore della muratura procedendo dall'alto verso il basso. Si realizzerà in questo caso una muratura a gradoni che partendo dalla dimensione del muro al piano di campagna raggiungerà quella necessaria sul piano di posa.

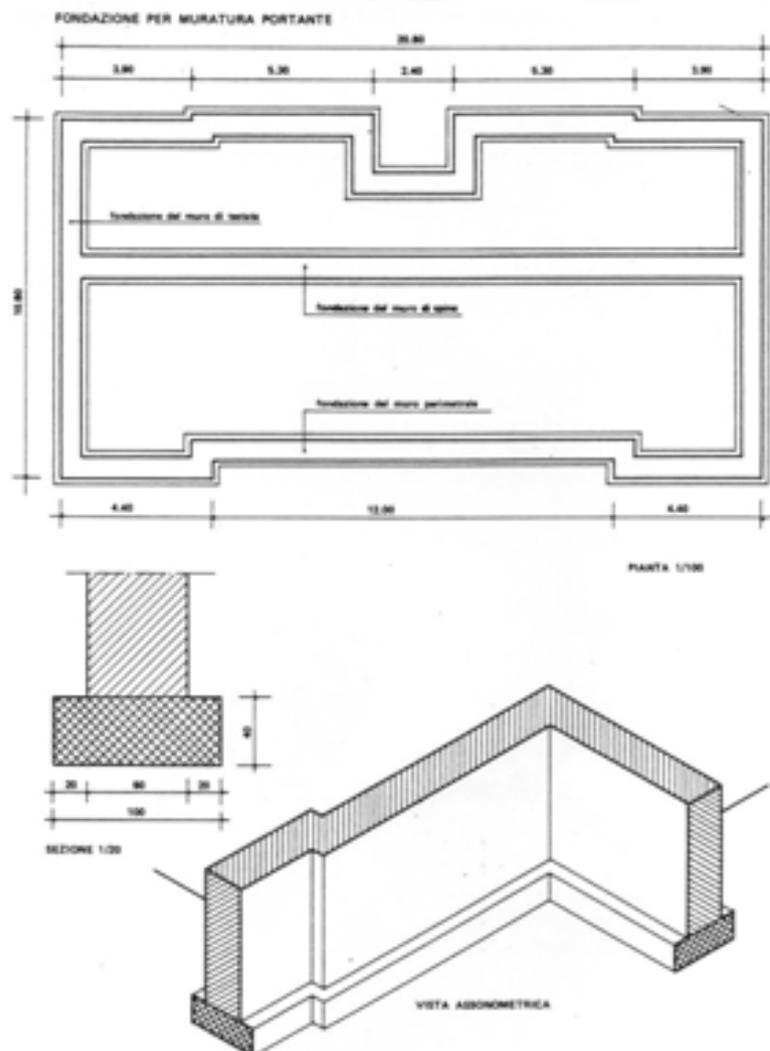


Figura 13.1

13.5 Fondazione su plinti isolati

La struttura intelaiata è caratterizzata, per quanto riguarda le fondazioni, dell'esigenza di dover ripartire il carico portato da ogni pilastro su un'adeguata superficie di terreno. Basta osservare quanto più piccola è la sollecitazione ammissibile del terreno rispetto a quella del materiale di cui è costituito il pilastro, per capire quanto più grande deve essere l'area direttamente interessata, sul piano di posa, dal carico trasmesso in fondazione. La figura mostra un esempio di fondazione diretta discontinua a plinti isolati, la cui forma in pianta, quadrata o rettangolare, è da mettersi in relazione con quella del pilastro e con l'esigenza di tenere i vari elementi abbastanza distanti fra loro. Il plinto ha un volume generalmente a tronco di piramide, ma molto spesso si preferisce, per rapidità d'esecuzione ed economia di cassaforma, realizzarlo prismatico anche se questo comporta l'impiego di una maggiore quantità di calcestruzzo. Al disotto di esso, quale ulteriore elemento di ripartizione viene predisposto un sottoplinto di calcestruzzo magro non armato (sottofondazione), che generalmente sporge dal perimetro del plinto di una quantità minore od al massimo uguale al suo spessore. Allo scopo di avere una congrua superficie per spiccare e centrare il pilastro, la base superiore del tronco di piramide sarà di dimensioni sempre maggiori di questo. A volte i plinti sono collegati da travi, dette appunto di collegamento, o portamuro quando devono sostenere le murature d'ambito.

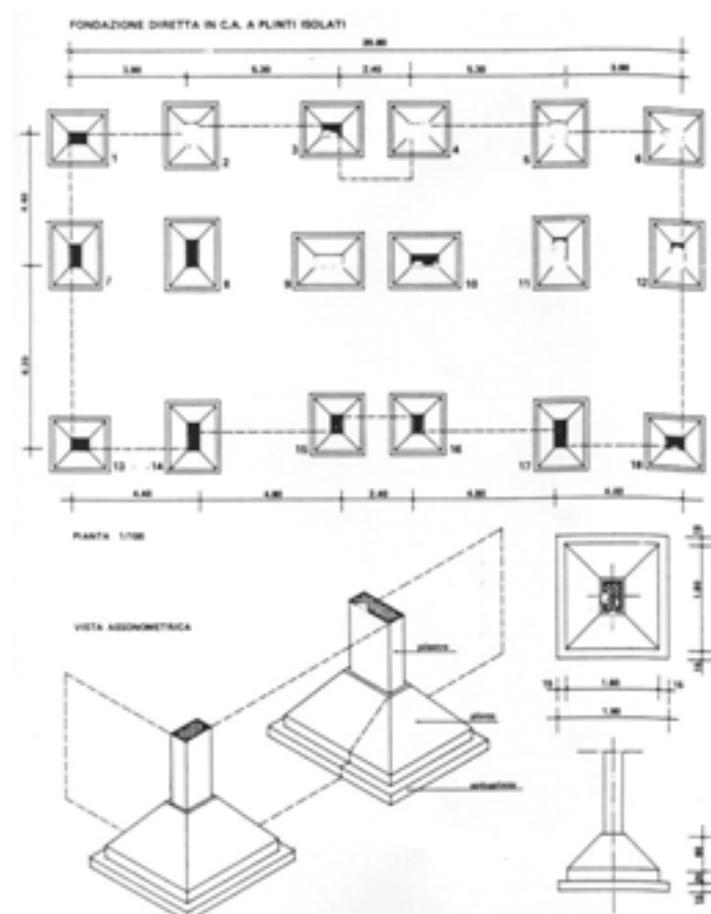


Figura 13.2

13.6 Fondazione con travi rovesce

Ove fosse necessario, in relazione al carico ed alla capacità portante del terreno, investire una superficie maggiore di quella ottenibile con dei plinti isolati, si può sfruttare l'allineamento dei pilastri per realizzare una ripartizione lineare del carico. La figura mostra un tipo di fondazione diretta continua che come tale si può assimilare a quella impiegata per le murature portanti. Essa è costituita da travi, dette rovesce in quanto caricate dalla reazione del terreno, fornite di un allargamento di base, che poggia su un sottofondo di calcestruzzo magro.

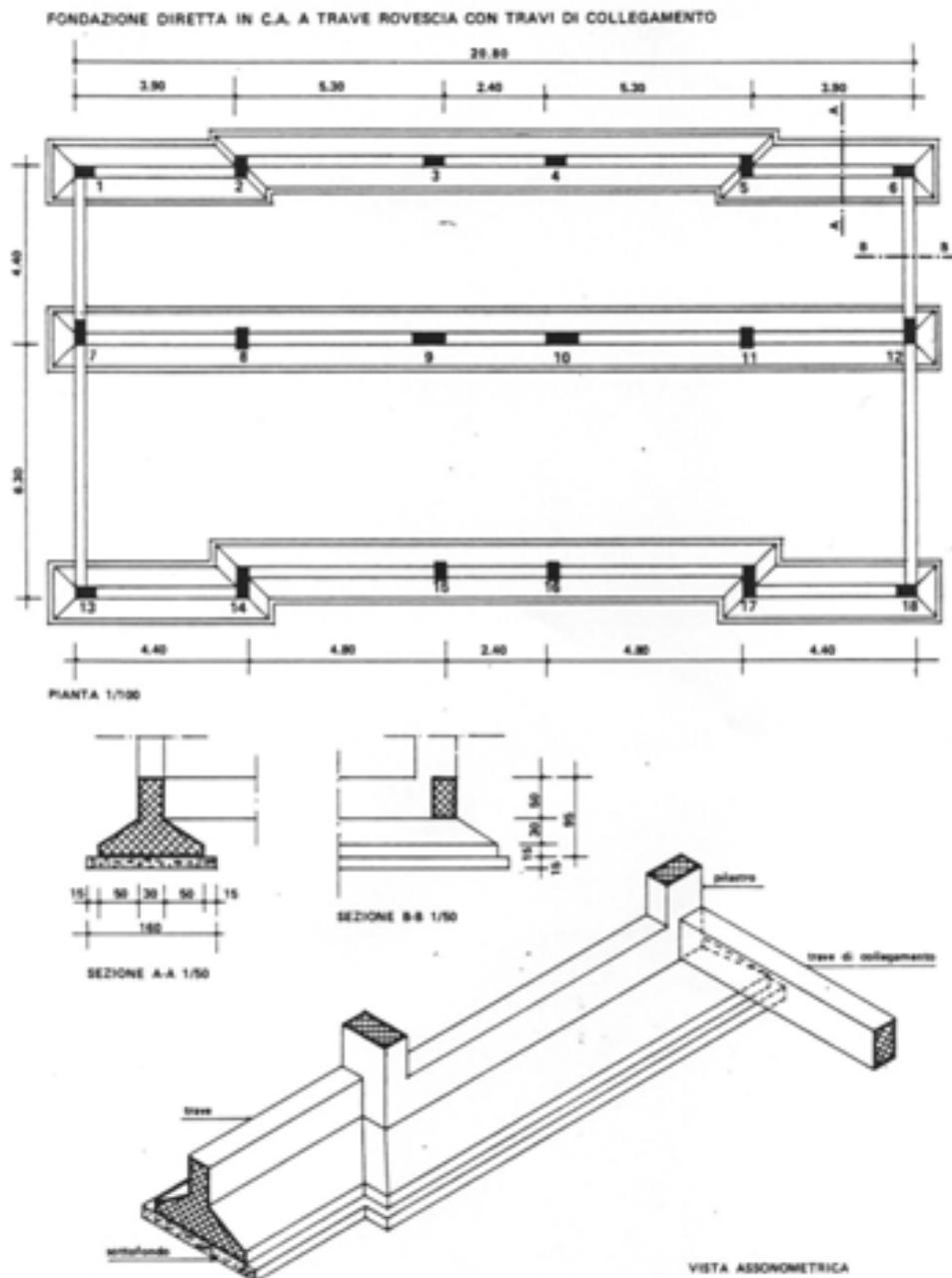


Figura 13.3

13.7 Fondazione con incrocio di travi rovesce

Quando la luce delle travi supera i valori usuali che si trovano nei fabbricati civili (4 ÷ 6 m) raggiungendo quelli, intorno agli 8 ÷ 10 m, relativa agli edifici a destinazione speciale, può essere non più conveniente ripartire il carico su un solo allineamento di travi, in quanto ne risulterebbe una suola molto larga ed un carico eccessivo per la trave. S'impiega allora anche la direzione ortogonale disegnando una maglia di travi incrociate. Tale orditura per le travi di fondazione è anche richiesta per le costruzioni in zone sismiche ove esiste l'esigenza di ripartire le sollecitazioni trasmesse alla fondazione nella due direzioni ortogonali. La figura mostra la fondazione diretta continua per edificio in zona sismica.

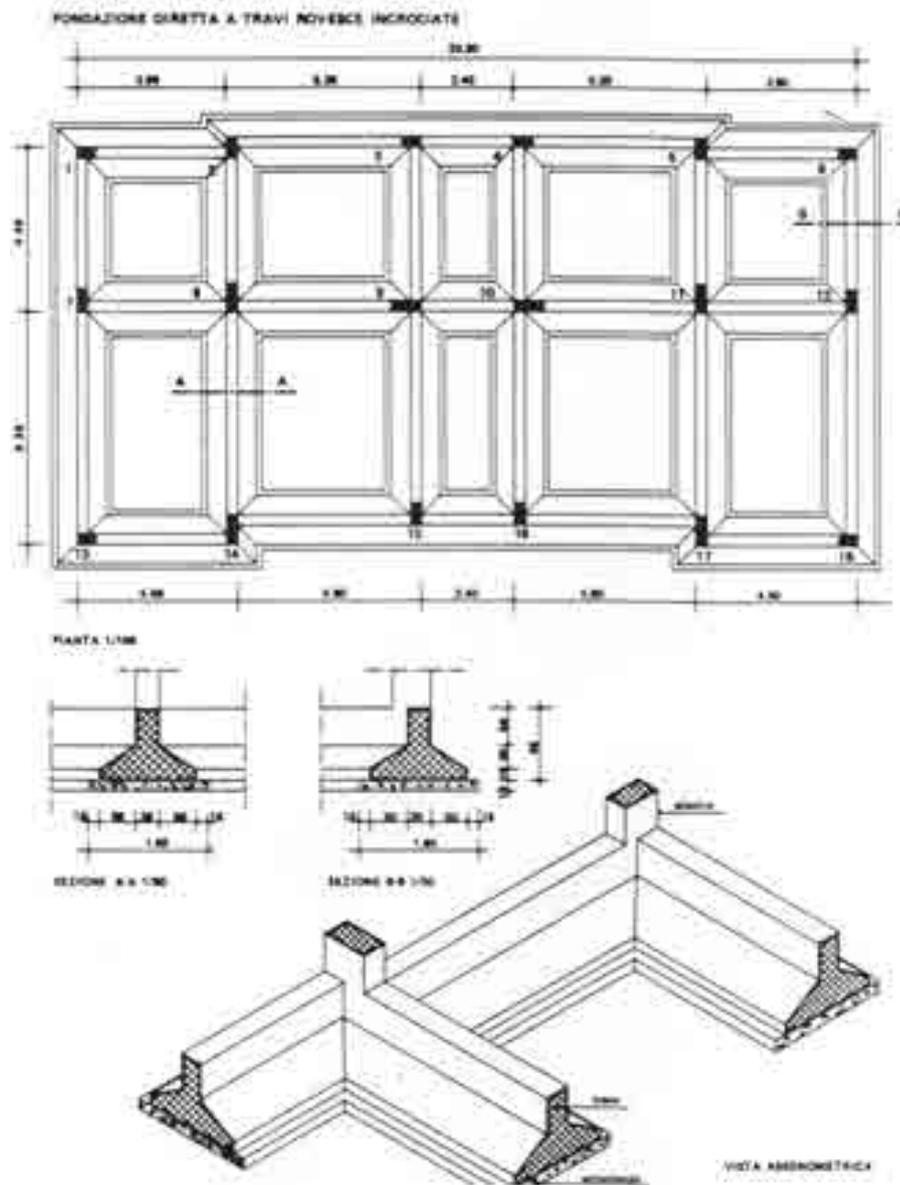


Figura 13.4

13.8 Fondazione a platea

A volte, è necessario per la scarsa capacità di portante del terreno, o per l'elevato valore del carico, ripartire i pesi trasmessi dalle strutture verticali sull'intera superficie coperta dal fabbricato, disegnando così ancora un tipo di fondazione diretta e continua, ma più specificamente detta a platea. Questo può considerarsi un solaio rovesciato caricato dalla reazione del terreno, ed è in genere realizzata con un solettone di calcestruzzo armato che trasmette le reazioni al contorno su una maglia di travi nei cui incroci sono ubicati i pilastri. Anche in questo caso è presente il sottofondo di calcestruzzo magro che evidentemente non ha più, se non in minima parte, la funzione di ulteriore allargamento della superficie di appoggio, ma serve principalmente per realizzare un piano orizzontale pulito sul quale disporre le armature della struttura. Lo spessore del solettone così come tutta la geometria delle travi, è definito da precisi calcoli statici, ed è intuitivo che sarà piccolo in presenza di carichi modesti e terreno scadente ed alto in caso contrario (a partire da spessore nell'ordine del metro o anche superiore ad esso).

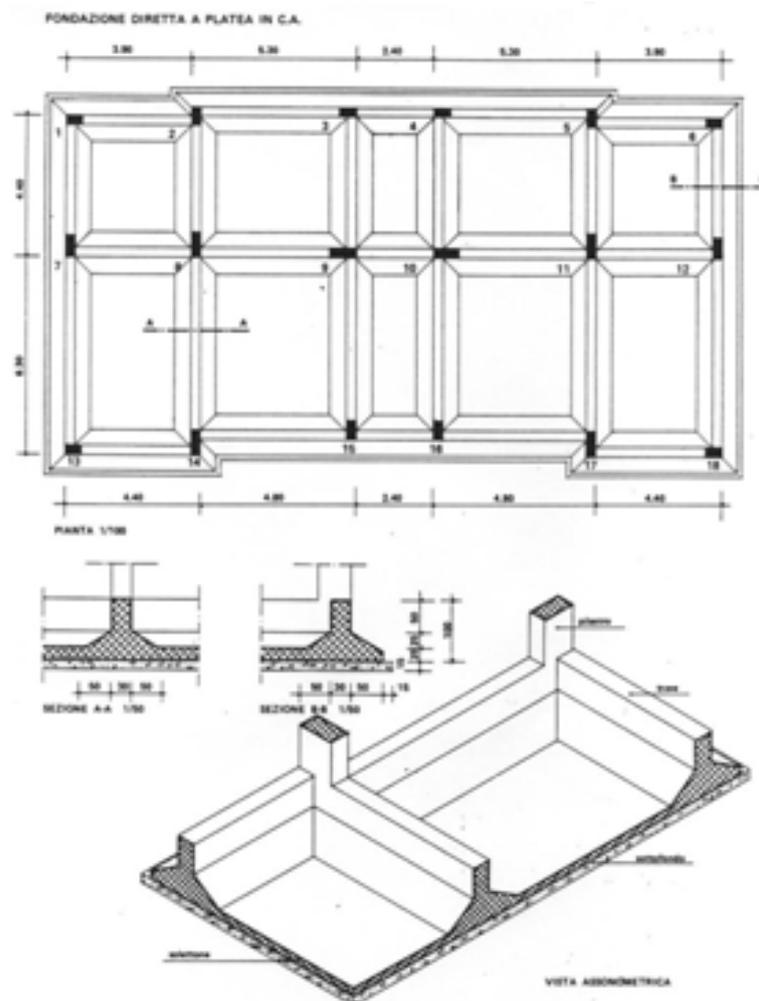


Figura 13.5

13.9 Fondazioni discontinue su pali

Quando il piano di posa della fondazione non è direttamente raggiungibile con un conveniente scavo, è possibile condurre ad esso il carico per via diretta, adottando dei pali. Si tratta di elementi cilindrici che attraverso un lavoro che è in parte di attrito sulla superficie laterale, in parte di pressione sulla base, riescono a portare un carico generalmente proporzionale al loro diametro. È possibile pertanto calcolare, per un dato terreno e per un dato palo, il limite massimo di peso sopportabile e, noto il carico trasmesso dal pilastro, computare il numero di pali necessari. Si avranno così, come è mostrato in figura, plinti a due, tre, quattro pali ed oltre, la cui forma e dimensione dipenderà proprio dal numero dei pali ad esso sottostanti. Infatti, per pali da 40 cm, assumendo l'interasse tra essi pari a tre volte il diametro e considerato un margine di dieci centimetri dal perimetro esterno, si avrà ad esempio per un plinto a due pali una dimensione in pianta di cm 180 X 60 e per uno a quattro pali una dimensione di cm 180 X 180. Nella figura è disegnata una fondazione su pali con travi di collegamento che, oltre ad aver spesso la funzione di costituire fondazione alle chiusure di perimetro (muri di tombagno), servono a rendere solidali i diversi elementi e, nel caso di plinti a due pali, ad assolvere l'indispensabile compito di assorbire le sollecitazioni dovute all'eccentricità trasversale del carico.

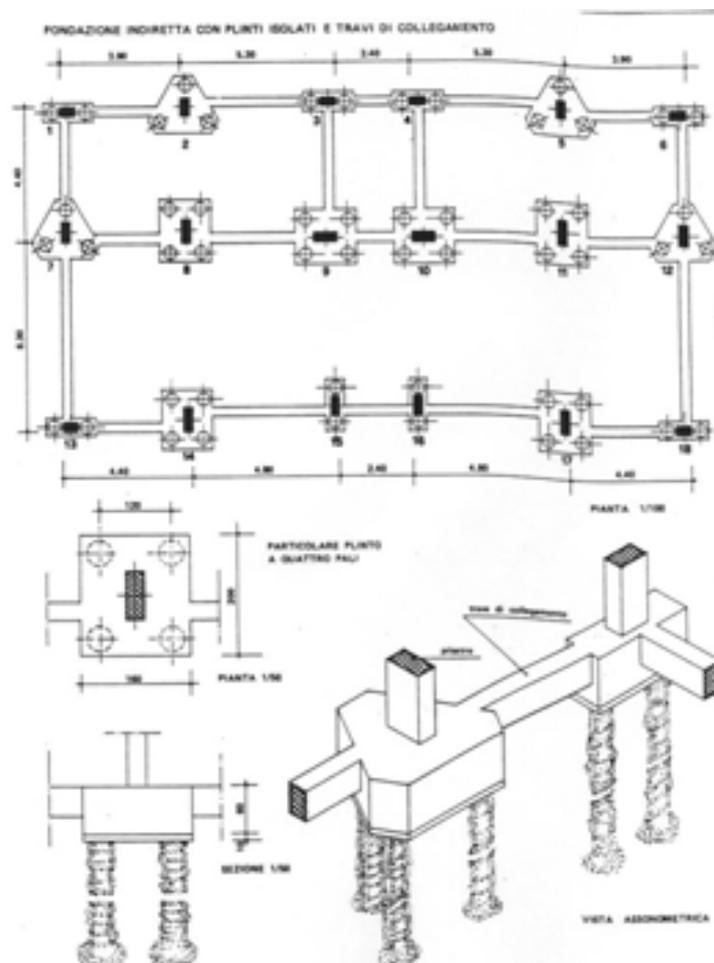


Figura 13.6

13.10 Fondazioni continue su pali

Fondazione indiretta continua è quella costituita da travi rovesce o da platea, portate da pali. La figura mostra un tipo di fondazione a travi su pali ed evidenzia la disposizione di questi, dettata dalle stesse modalità illustrate nel caso delle fondazioni discontinue del paragrafo precedente. L'interasse tra i pali è ancora centoventi centimetri, pari, secondo una norma a carattere generale, a tre volte il diametro; questa distanza può essere aumentata a quattro o cinque volte in presenza di pali lunghi e molto caricati o di palificate sospese, lavoranti solo per attrito.

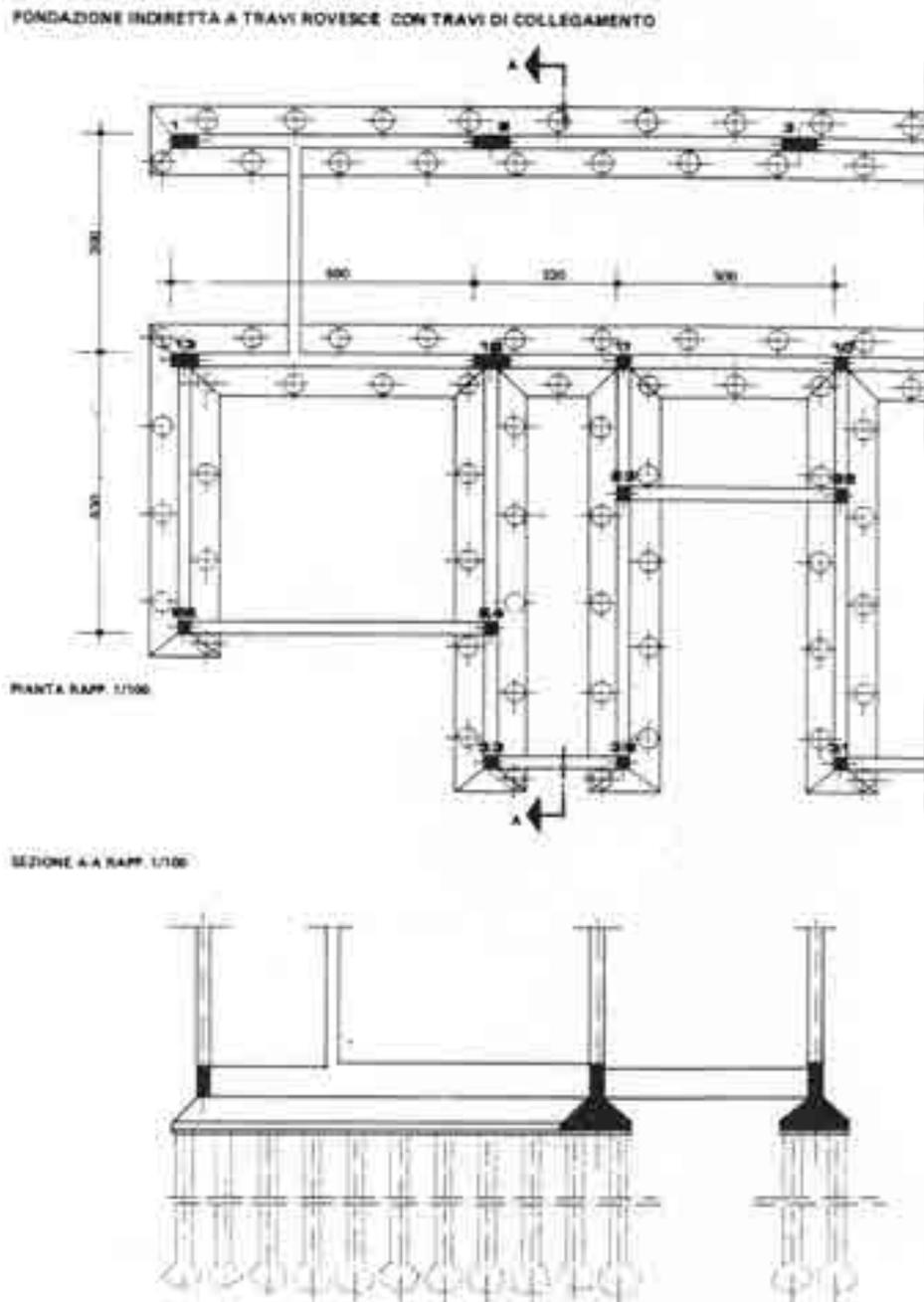


Figura 13.7

13.11 Fondazioni continue per strutture in acciaio

La fondazione presentata in figura è relativa ad una struttura portante in acciaio per un edificio civile. È di tipo continuo costruita da travi rovesce su sottofondo in calcestruzzo magro, alle quali vengono fissate, mediante tirafondi annegati nel getto di calcestruzzo, le piste di base dei pilastri HE. Si tratta, di una fondazione delle più semplici, di tipo superficiale, in cui la trave può costituire anche elemento di contenimento per un vespaio di pietrame a secco, o portare al suo estradosso il primo solaio di calpestio. La pianta di base del pilastro è saldata al profilo HE lungo il suo perimetro ed è munita di quattro fori per il passaggio dei perni filettati, cui sono avvitati i dadi e i controdadi necessari per l'*appiombaggio* ed il fissaggio delle strutture verticali. Altro è il caso di pilastri di notevole dimensioni portanti grandi carichi, per i quali l'elemento di base non può essere più di una semplice piastra, ma diviene una struttura irrigidita da nervature o profilati che si può dire costituisca un vero plinto di fondazione. Occorre osservare che, essendo l'acciaio un materiale facilmente attaccabile dall'ossidazione, è necessario, quando possibile, evitare il contatto diretto con il terreno facendo partire la struttura metallica al di sopra di una fondazione in cemento armato, ovvero usando particolari accorgimenti contro la corrosione.

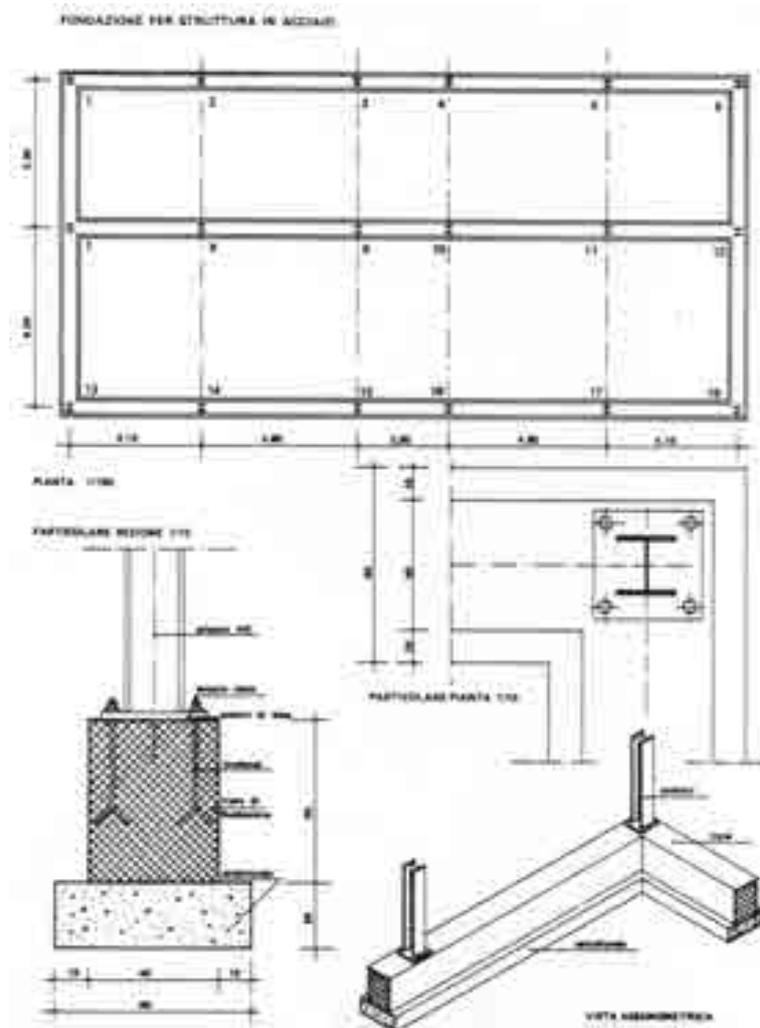


Figura 13.8

14 ARCHI E VOLTE

14.1 L'elemento costruttivo arco

L'arco (fig. 14.1) è una struttura essenzialmente compressa, impiegata generalmente per coprire forti luci (come quelle dei ponti): il suo sviluppo si deve infatti ai Romani, i più grandi costruttori di strade ponti ed acquedotti dell'antichità.

Tuttavia anche nelle epoche passate i materiali capaci di lavorare a flessione erano costosi e facilmente deteriorabili dalle intemperie e per questo l'arco era l'elemento strutturale più comunemente impiegato per coprire luci modeste. Anche attualmente l'arco, nelle sue svariate forme, è impiegato per coprire piccole luci e può essere considerato come uno dei componenti strutturali fondamentali in tutti i generi di architettura.

La forma ideale di un arco è quella capace di portare i carichi lavorando a compressione pura. Tale configurazione è quella che viene utilizzata prevalentemente quando gli archi sono realizzati in materiali con bassissima o nulla resistenza a trazione (murature).

Più in generale gli archi sopportano i carichi mediante una combinazione di compressione e flessione, in questi casi devono essere utilizzati per la loro realizzazione materiali che garantiscono una buona resistenza alla trazione (acciai).

Quando la resistenza del materiale di fondazione è insufficiente, la spinta dell'arco viene fatta assorbire da una catena, se però la luce dell'arco deve essere lasciata sgombra per consentire il passaggio di mezzi e persone, sia che si tratti di un ponte o di una porta di ingresso ad una sala, la spinta viene fatta assorbire da contrafforti, oppure da catene disposte al di sotto del livello del suolo o del pavimento. La scelta della forma dell'arco non dipende solo da considerazioni strutturali: il semicerchio (arco a tutto sesto) la sola forma usata dai Romani, ha proprietà costruttive di tale semplicità che ne giustificano l'impiego, parimenti l'arco gotico (arco a sesto acuto) ha vantaggi sia strutturali, poiché riduce la spinta dell'arco, che estetici perché slancia le architetture verso l'alto.

L'arco gotico a sesto acuto ed i contrafforti occorrenti per assorbire la spinta sono tipici di una delle più grandi realizzazioni architettoniche: la cattedrale gotica.

In ogni caso, a prescindere dalla particolare configurazione e tipologia dell'arco, è spesso più importante ridurre al minimo la spinta dell'arco, al fine di ridurre la dimensioni della catena o di escludere le eventualità di un eccessivo cedimento del suolo sotto la spinta trasmessa dalle spalle.

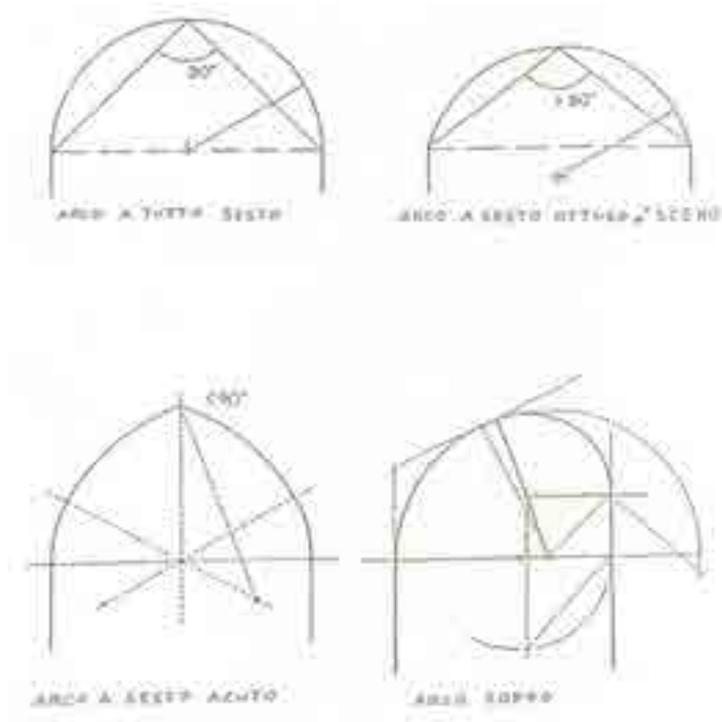


Figura 14.1 Tipologie di archi

Quando per la costruzione geometrica dell'arco sono utilizzate porzioni di curve con diversi raggi di curvatura, l'arco viene definito "zoppo". Tale tipologia è stata comunemente utilizzata nei palazzi antichi per la realizzazione delle rampe delle scalinate in muratura ed anche attualmente viene impiegato per risolvere costruttivamente le problematiche che insorgono a seguito di asimmetrie architettoniche.

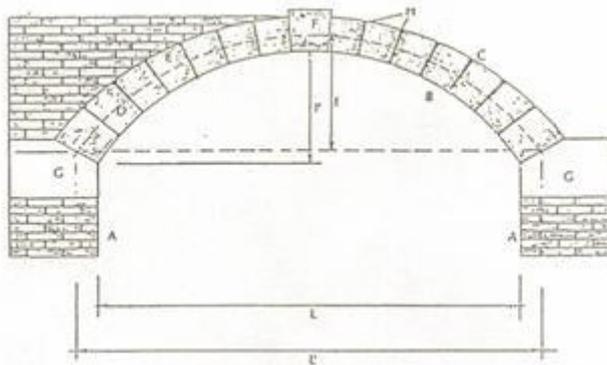
14.2 Funzionamento dell'arco

Sotto l'azione dei carichi verticali l'arco ha vincoli di imposta che reagiscono con una forza verticale ed una orizzontale ed in generale, a parità di sezione, basta aumentare il valore della freccia per sopportare carichi maggiori. L'arco è in grado di sopportare carichi verticali in quanto, in funzione di una opportuna curvatura, può essere sollecitato solo da sforzi di compressione. Tale caratteristica si realizza in fase di progettazione assegnando alla linea d'asse dell'arco una opportuna curvatura (fig. 14.2).



Fig. 14.2 – Curvatura dell'arco

Si può dimostrare che la spinta di un arco è tanto maggiore quanto più elevato è il carico e quanto maggiore è la luce, ma decresce al crescere della freccia dell'arco. Per ridurre dunque al minimo la spinta per una data luce da coprire, l'arco deve essere il più leggero possibile ed avere la monta più marcata che sia economicamente realizzabile.



- A - Piedritti
- B - Imbotte o intradosso (curva interna dell'arco)
- C - Sovraimbotte o estradosso (curva esterna dell'arco)
- D - Curva d'asse (condotte per i baricentri geometrici dei conci)
- E - Concio (singolo elemento di pietra)
- F - Chiave dell'arco (elemento centrale sagomato a cuneo)
- G - Conci di appoggio o di imposta
- H - Giunti o commessure o cementi di malta
- I - freccia (I') freccia di calcolo
- L - Luce (L') luce di calcolo

Fig. 14.3 - Elementi di un arco

Dal punto di vista della tecnica di costruzione l'arco può avere appoggi incernierati o incastrati.

Gli appoggi incernierati consentono la rotazione delle imposte dell'arco (conci di imposta) sotto i carichi e per effetto delle variazioni di temperatura. Gli archi incernierati sono relativamente meno rigidi, ed in essi non si verificano forti sollecitazioni di flessione per effetto di variazioni di temperatura o di cedimenti di terreni.

Per le imposte della maggior parte degli archi in acciaio si usano cerniere metalliche.

Gli archi incastrati sono costruiti sia in acciaio che in calcestruzzo, essi sono più rigidi di quelli incernierati, e pertanto sono più sensibili alle sollecitazioni provocate dalle variazioni di temperatura o da cedimenti degli appoggi.

14.3 Dimensionamento

Lo spessore di un arco varia a seconda della luce che deve ricoprire, il carico che esso deve portare ed il materiale di cui è costituito. Anche la sagoma della curva di intradosso ha una sensibile influenza sulla stabilità dell'arco. Ognuno dei conci che costituiscono l'arco tende ad abbassarsi sotto l'azione dei carichi sovrastanti, e quindi preme contro gli adiacenti, che ne impediscono l'abbassamento: si origina così il mutuo contrasto fra i vari elementi che è la ragione della statica degli archi.

Il contrasto dei singoli elementi si trasmette sino ai piani di appoggio (le imposte) che gli archi spingono tenendo a rovesciarle all'infuori.

La stabilità degli archi aumenta con l'aumentare del rapporto tra monta (freccia) e la corda e varia anche con questo rapporto la direzione della spinta di piedritti. Essa è più prossima alla verticale negli archi a tutto sesto e si avvicina di più all'orizzontale negli archi a monta assai depressa e nelle piattabande. Gli archi a tutto sesto premono sui piedritti più di quanto li spingano, mentre avviene il contrario per gli altri. Le spinte che si sviluppano negli archi aumentano coi carichi e quindi vanno crescendo dai giunti di chiave verso i giunti di spalla e perciò gli elementi negli archi sono maggiormente sollecitati verso le imposte.

L'esperienza insegna che gli archi hanno la tendenza ad aprirsi presso le imposte. Le sezioni di probabile rottura si trovano approssimativamente in due piani inclinati di 30° sul piano di imposta.

14.4 L'elemento costruttivo volta

La funzione delle volte in muratura è quella di creare delle coperture o dei calpestii. Esse derivano dall'uso ripetitivo dell'arco.

L'estradosso di una volta in muratura sarà poi coibentato e impermeabilizzato.

Per rendere piana la superficie di calpestio venivano realizzati dei riempimenti con materiali di risulta (rinfianchi). Il riempimento così eseguito, pur costituendo un peso morto cui la struttura portante veniva assoggettata, migliorava la stabilità delle volte riducendo le sollecitazioni su di essi esclusivamente a sforzi di compressione. Talvolta per ridurre i pesi inutili si inseriva una struttura di muretti in mattoni o traverse in legno lasciando vuote le intercapedini.

La figura seguente mostra le particolari configurazioni che può assumere la volta a botte.

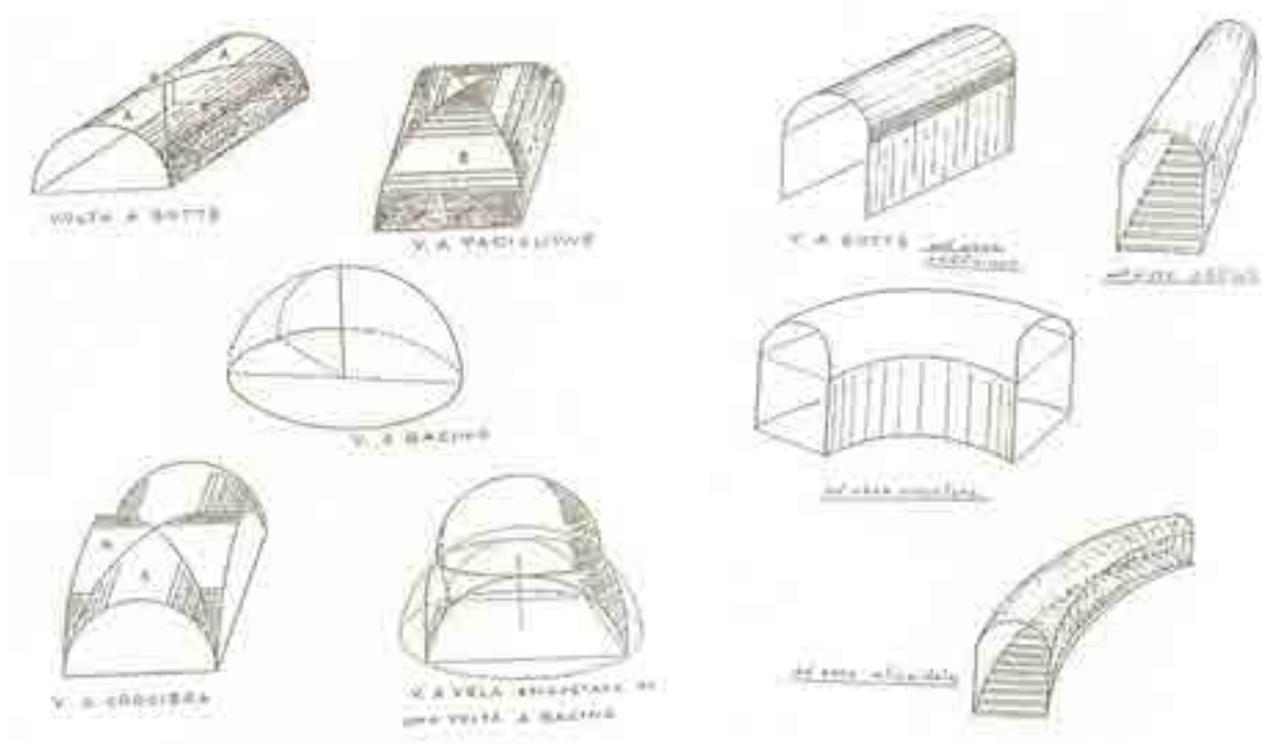


Fig. 14.4 – Tipologie di volte

15 LE OPERE DI SOSTEGNO

15.1 La spinta delle terre

Per comprendere il significato di spinta delle terre, si prendano inizialmente in considerazione tre identici contenitori con pareti laterali piane, riempiti rispettivamente di acqua, zucchero e maionese. Qualora si eliminasse all'improvviso una parete laterale dai tre contenitori, ci sarà una fuoriuscita del contenuto, che sarà caratterizzata da spostamenti diversi per ognuna delle sostanze. Si intuisce, allora, che se con l'eliminazione della parete si muove la sostanza contenuta, allora questa esercita una forza sulle pareti stesse che prende il nome di **spinta**, la quale, evidentemente, varia in funzione del tipo di sostanza contenuta..

Fenomeno analogo si verifica quando il materiale contenuto è il terreno e la parete è un muro di sostegno. Abbattendo il muro di sostegno, si sposterà un cuneo di terra (ved. fig. 15.1) che sarà proprio quello che generava la spinta sul muro.

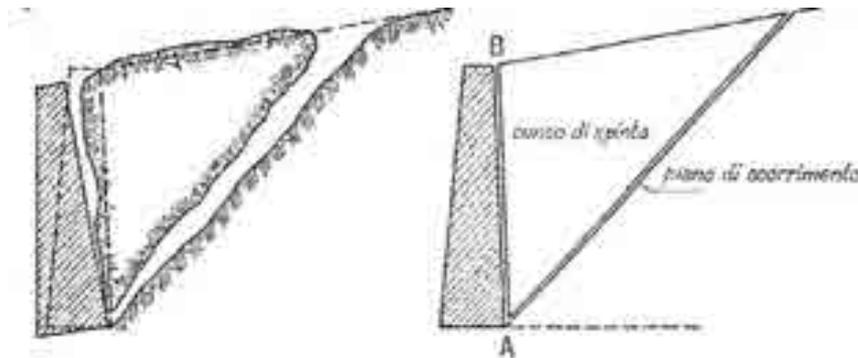


Figura 15.1 - Cuneo di spinta attiva del terreno

Questa spinta dipenderà dal:

- **Peso dell'unità di volume** del terreno. Un terreno normalmente pesa tra 1.6 e 1.8 tonnellate a metro cubo. All'aumentare del peso corrisponderà un aumento di spinta;
- **L'angolo di attrito interno** del terreno indicativo del modo in cui i grani che costituiscono il terreno agiscono uno contro l'altro per dare al terreno una stabilità propria. Per la sabbia questo angolo è rappresentato fisicamente dalla massima inclinazione con la quale si dispone un cumulo di sabbia rovesciato sopra un piano orizzontale (vedasi fig 15.2)

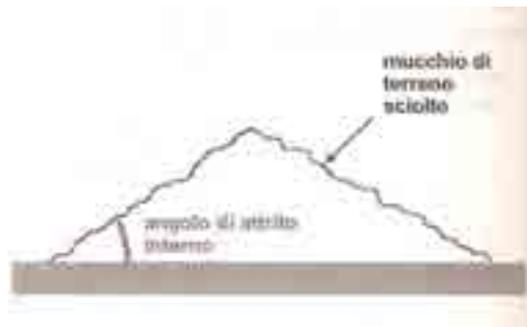


Figura 15.2 - Angolo di attrito interno del terreno

Maggiore è l'angolo di attrito interno, minore sarà la spinta esercitata sul muro. Nel caso di sabbie bagnate, il valore dell'angolo d'attrito aumenta e, conseguentemente, diminuisce la spinta (vedasi fig. 15.3).

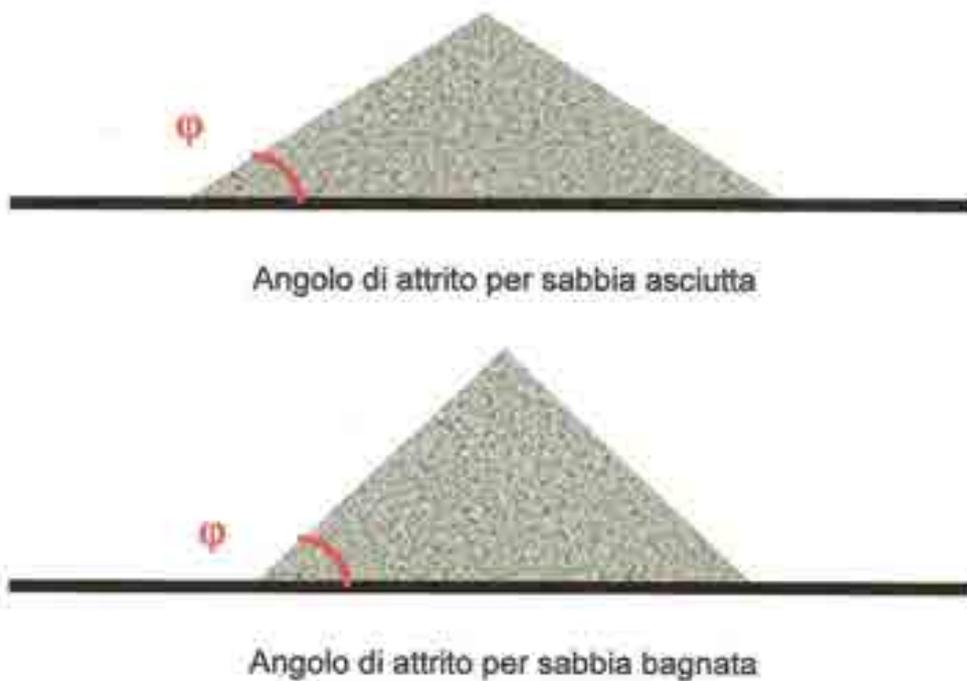


Figura 15.3 - Aumento dell'angolo di attrito per sabbie bagnate

- **La coesione** che incide sulla spinta nel caso di terreni argillosi. Maggiore è la coesione e minore sarà la spinta esercitata dal terreno. Un esempio pratico è rappresentato da una pila di libri tenuta in equilibrio da due forze orizzontali (vedasi fig. 15.4) se tra le copertine ci fosse olio (la coesione sarebbe più bassa) ci vorrebbe una forza maggiore per mantenere l'equilibrio che si traduce in una maggiore spinta.



Figura 15.4 - La coesione

15.2 Le opere di sostegno

Le opere di sostegno sono necessarie quando si vuole spianare un terreno scosceso (vedasi fig. 15.5), oppure quando si realizzano delle strade con sezioni in rilevato (vedasi fig. 15.6) o in trincea (vedasi fig. 15.7), oppure quando si vogliono creare dei terrazzamenti allo scopo di rendere possibile la coltivazione.



Figura 15.5 - Costruzione su un terreno scosceso

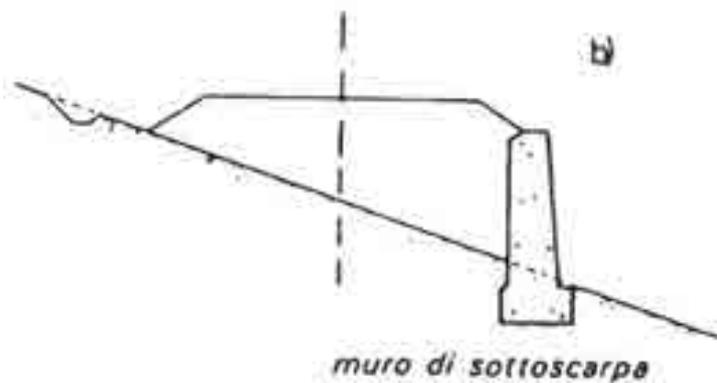


Figura 15.6 - Costruzione di muro di sostegno per sezione stradale in rilevato

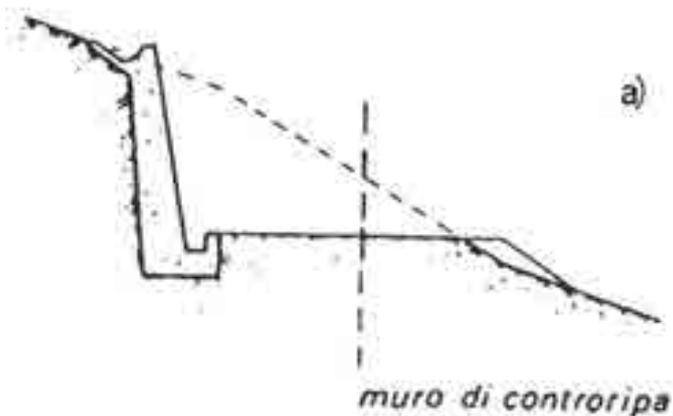


Figura 15.7 - Costruzione di muro di sostegno per sezione stradale in trincea

Queste opere hanno lo scopo di opporsi alla azione del terreno che tende a disporsi secondo la sua pendenza naturale.

Le opere di sostegno possono classificarsi in:

- **muri di sostegno a gravità** (ved. fig. 15.8) quando l'effetto stabilizzante è offerto da peso proprio. In genere sono realizzati in muratura o in calcestruzzo non armato;
- **muri di sostegno a mensola** (ved. fig. 15.8) caratterizzati da spessori molto più sottili rispetto ai muri a gravità, ma hanno una fondazione molto più estesa. Per queste tipologie di muri, viene usato un materiale resistente a flessione come il cemento armato:
- **paratie** che possono essere realizzate mediante dei diaframmi (setti in calcestruzzo - ved. fig. 15.9), delle palancole (elementi in acciaio lunghi anche 10-15 metri – ved. fig. 15.10), dei pali accostati o ad interasse (ved. fig. 15.11). Le paratie si dividono a loro volta in
 - **paratie incastrate** utilizzate solo per pareti di modesta altezza e per basse spinte del terreno (ved. fig. 15.8);
 - **paratie tirantate** mediante trefoli o barre d'acciaio (ved. fig. 15.8)

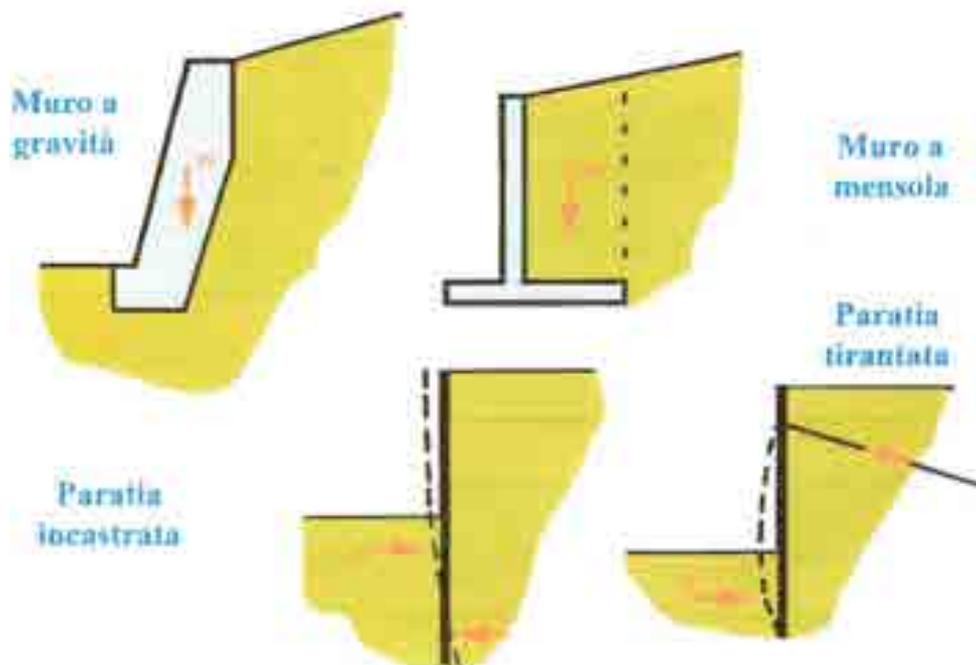


Figura 15.8 - Tipologia delle opere di sostegno

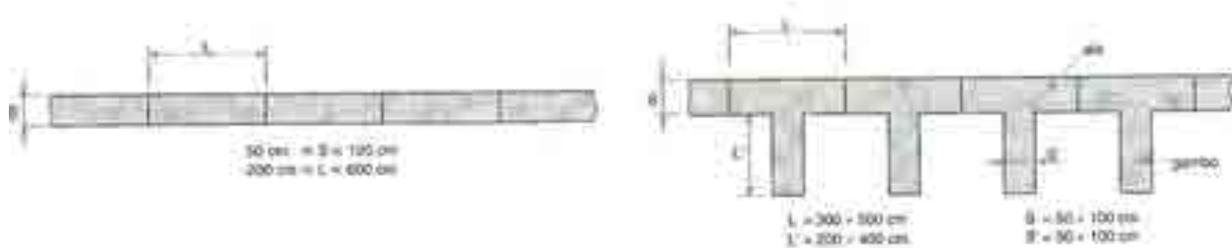


Figura 15.9 - Paratie con diaframmi rettangolari e a T

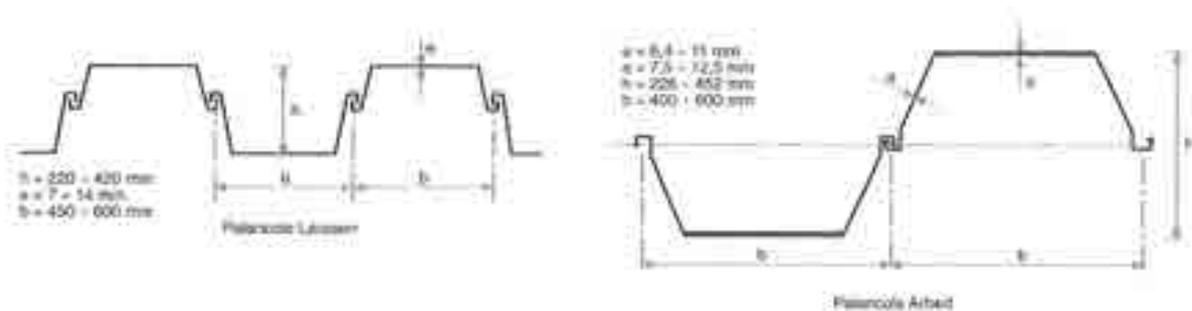


Figura 15.10 - Paratie con palancole



Figura 15.11 - Paratie con pali

15.3 Le verifiche dei muri di sostegno

Le verifiche da eseguire su un muro di sostegno, devono considerare tutti i possibili meccanismi di collasso.

- **Verifica allo scorrimento** (ved. fig. 15.12): si verifica che la componente orizzontale della spinta del terreno non sia superiore (a meno di un fattore di sicurezza pari a 1.3) alla forza frenante data dall'attrito tra fondazione e terreno, proporzionale al peso del muro;
- **Verifica al ribaltamento** (ved. fig. 15.13): si verifica che il momento delle forze che tendono a ribaltare il manufatto sia inferiore (a meno di un fattore di sicurezza pari a 1.5) al momento delle forze che stabilizzano il medesimo;
- **Verifica della capacità portante** (ved. fig. 15.14): determinato il carico totale esercitato dal muro sul terreno ed il corrispondente diagramma delle tensioni, si verifica che il carico

trasmesso al terreno sia inferiore alla sua capacità portante ovvero che la massima tensione indotta non superi la tensione ammissibile nel terreno;

- **Verifica di stabilità globale** (ved. fig. 15.15) Si verifica che il versante contenente il manufatto sia stabile a meno di un coefficiente di sicurezza pari a 2.

SCORRIMENTO

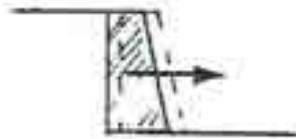


Figura 15.12 - Muro di sostegno: verifica allo scorrimento

RIBALTAMENTO

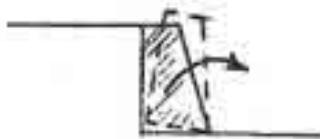


Figura 15.13 - Muro di sostegno: Verifica al ribaltamento

CARICO LIMITE



Figura 15.14 - Muro di sostegno: Verifica della capacità portante

ROTTURA GLOBALE

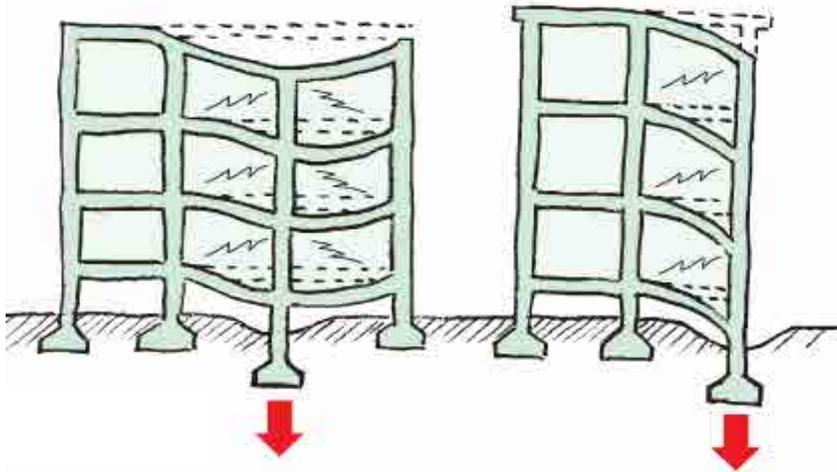


Figura 15.15 - Muro di sostegno: Verifica di stabilità globale

Bibliografia

- P. Colonna "Corso di costruzioni di strade, ferrovie e aeroporti" Politecnico di Bari.
- G. Dellana "Appunti di Geotecnica" Versione 1.3
- G.B. Ormea "Manuale pratico per l'ingegnere civile". Ed. Kappa
- S. Di Pasquale ed altri "Costruzioni " Ed. Le Monnier.

16 I DISSESTI STATICI DELLE COSTRUZIONI



16.1 Teoria delle fessurazioni

Per i materiali lapidei da costruzione (cemento armato e muratura) vale la seguente regola pratica:

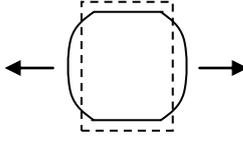
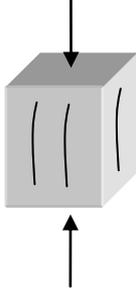
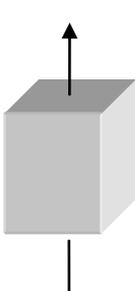
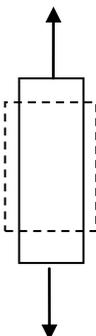
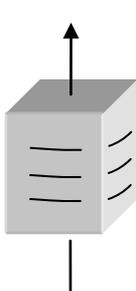
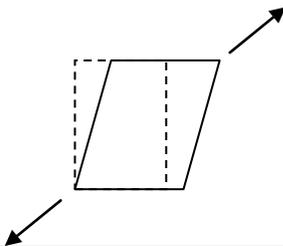
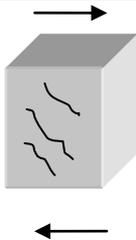
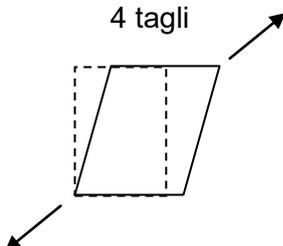
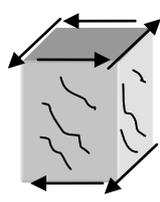
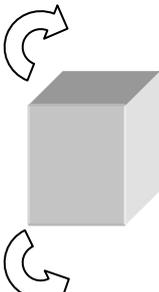
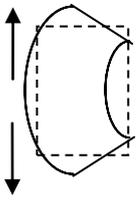
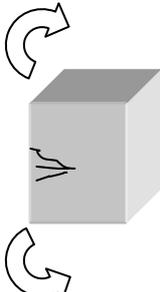
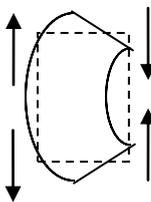
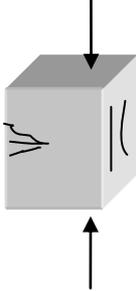
LE FESSURAZIONI SONO SEMPRE PERPENDICOLARI ALLA DIREZIONE DELLA TENSIONE MASSIMA DI TRAZIONE !!!



L'operatore V.F. deve essere in grado di risalire alla direzione delle tensioni di trazione che hanno portato al quadro fessurativo evidenziato e quindi di farsi un'idea dello stato sollecitativo che lo ha indotto. Al termine di tale processo, bisogna cercare di risalire alle cause che hanno portato al dissesto in atto. Tale operazione non è per nulla semplice e non può prescindere da un'ispezione accurata dell'intero manufatto oltre che dall'attenta analisi di quanto riferito dagli occupanti che conoscono certamente meglio dei VV.F. le vicissitudini occorse alla costruzione. E' fuori di dubbio che le opinioni di chi è presente sul posto possono essere viziate da mancanza di

conoscenze tecniche o da interessi privati ma, comunque, è necessario che l'operatore V.F. le ascolti attentamente ricordando al suo interlocutore che si trova di fronte ad un Pubblico Ufficiale (o Agente) nell'esercizio delle sue funzioni di soccorritore.

Da un punto di vista pratico si suggerisce un comodo espediente per rintracciare subito le direzioni delle tensioni massime di trazione (e quindi i piani di frattura ad esse perpendicolari): basta immaginare l'elemento lapideo fratturato come se fosse *di gomma* osservando le direzioni in cui esso si allunga: le lesioni si svilupperanno ortogonalmente ad esse!

<p>Compressione</p>			
<p>Trazione</p>			
<p>Taglio</p>			
<p>Torsione</p>			
<p>Flessione</p>			
<p>Pressoflessione</p>			

Ricapitolando:

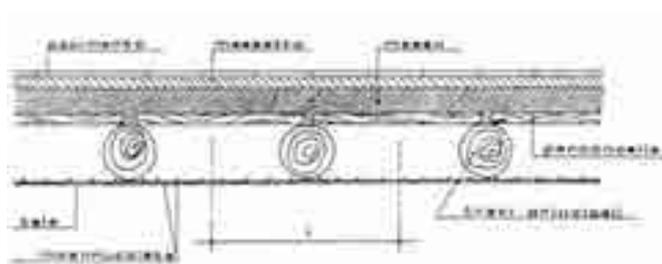
le lesioni da compressione (o da schiacciamento) sui pilastri sono verticali e quelle da taglio sono inclinate a 45°. Le lesioni da flessione sono concentrate nella mezzera degli elementi e quella da trazione sono perpendicolari all'asse dell'elemento strutturale.

16.2 Dissesti dei solai

In sostanza esistono tre tipologie di solaio a seconda del materiale di cui essi sono costituiti:

- Solai in legno
- Solai in "ferro"
- Solai in cemento armato

Per quanto riguarda i *solai in legno*, la figura riportata di seguito ne evidenzia gli elementi costitutivi principali:



l'orditura¹⁰ principale, costituita da travi di legno

l'orditura secondaria, costituita da un assito ligneo realizzato con tavole o con tralicci di dimensioni inferiori rispetto a quelle portanti

il massetto strutturale (vincolato o meno all'orditura principale mediante dei connettori)

il massetto per l'allettamento della pavimentazione

la pavimentazione

il controsoffitto (in genere costituito da tele o da un incannucciato)

¹⁰ Orditura: direzione delle strutture portanti

I dissesti particolarmente ricorrenti nei solai in legno sono i seguenti:

a) eccessiva deformazione per rilassamento del legno

Questo fenomeno non è istantaneo e, come conseguenza, può comportare la perdita degli appoggi nella muratura oppure lo schiacciamento di tramezzi su cui vanno a gravare i solai "imbarcati". Per evitare tale evento o quantomeno per limitarne l'entità, i solai dovrebbero essere muniti di una robusta soletta collaborante. In tempi passati si era soliti "rigirare" periodicamente le travi per compensarne l'effetto di rilassamento. I Vigili del fuoco devono essenzialmente valutare il grado di incastro delle travi nella muratura (eventualmente rimuovendo parzialmente l'intonaco) verificando lo stato delle testate delle travi, la qualità dei mattoni su cui insistono ed il loro livello di degrado. Qualora sorgessero dubbi sulla staticità dell'orizzontamento si deve provvedere all'interdizione del locale oggetto di sopralluogo e a tutti quelli sottostanti (eventualmente interessati dal crollo).

Il controllo dei vani sottostanti il solaio esaminato deve essere teso ad evidenziare eventuali situazioni di dissesto localizzato dei tramezzi su cui è possibile gravi il solaio eccessivamente inflesso. Qualora detti tramezzi dovessero risultare danneggiati o fuori piombo, si provvederà ad interdire l'accesso ai locali con esso confinanti.

b) Putrescenza del materiale mai trattato con protettivi

Il legno è un materiale organico facilmente attaccabile da insetti o funghi e può subire un lento degrado in termini di perdita di resistenza, di flessibilità e di sezione resistente. Se non adeguatamente protetto da appositi rivestimenti o vernici nel corso di una decina di anni si appalesano crepe e fenomeni di marcescenza con conseguente incremento della vulnerabilità delle strutture.

c) Fatiscenza dei controsoffitti in tela o dell'incannucciato

Molto spesso i solai in legno antichi delle abitazioni più povere presentano dei controsoffitti in tela o in cannuce. E' bene valutare con attenzione lo stato di detti controsoffitti e dei *pendini* (= tiranti) che sorreggono i controsoffitti perché spesso si verificano dei cedimenti ad essi imputabili.

d) Scarso ammorsamento delle travi nella muratura con probabile distacco in caso di sisma.

Come si vede nella figura riportata in basso, l'assenza di un adeguato ammorsamento delle travi nelle pareti portanti e l'assenza di un cordolo di ripartizione delle azioni sismiche può comportare il parziale sfilamento delle strutture lignee dagli appoggi. La situazione evidenziata risulta particolarmente pericolosa e non può prescindere da uno sgombero del manufatto.



d) Lesioni delle travi principali per eccessivo sovraccarico o vetustà



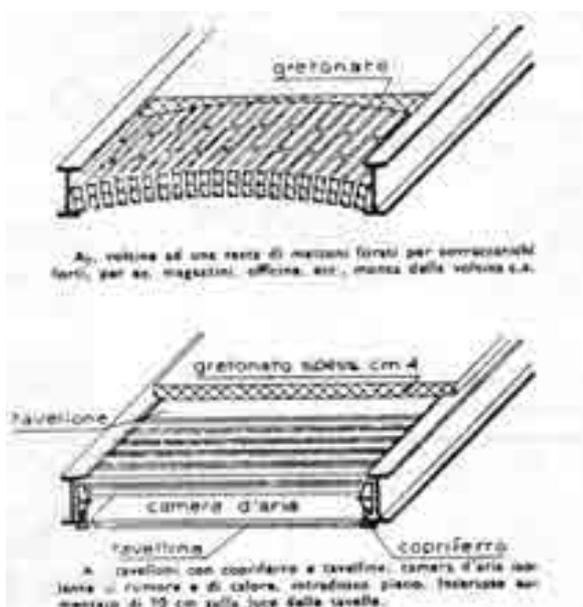
Nelle strutture prevalentemente inflesse (e quindi nei solai) possono essere presenti delle lesioni longitudinali o trasversali alle travi portanti. Se presenti in mezzeria, le seconde sono decisamente più gravi e pericolose delle prime perché denotano l'ineadeguatezza della struttura a portare i carichi strutturali. Interventi di interdizione sono quanto mai consigliati.

Le lesioni longitudinali evidenziate nella figura riportata di sopra, sono praticamente inevitabili nei solai in legno comunemente realizzati: il legno è un materiale "vivo" e per questo motivo tende a respirare con l'ambiente che lo circonda. Esso si dilata e si contrae, reagisce all'umidità ambientale ed è spesso sede di tasche di resina o di cretti. L'operatore dei Vigili del Fuoco deve verificare se il solaio risulta eccessivamente imbarcato o se sono presenti lesioni trasversali in mezzeria. In caso non ve ne fossero, il pericolo di collasso parziale può non essere ritenuto imminente: le travi si comportano infatti come due elementi sovrapposti e la capacità portante è pari alla somma dei singoli contributi. Talvolta la capacità portante di un solaio in legno viene incrementata aggiungendo delle travi

metalliche all'orditura principale.

Due tipologie di **solai in ferro** sono di seguito rappresentate:

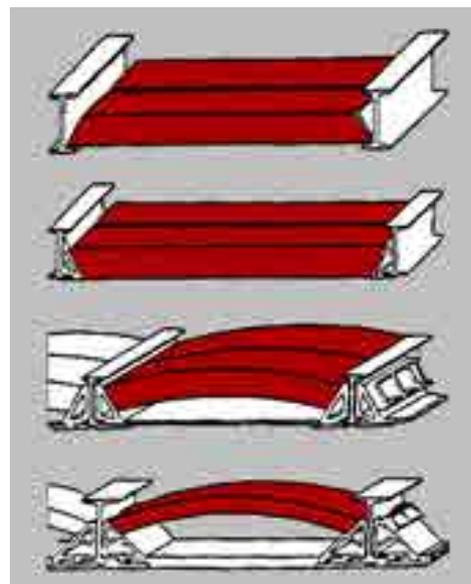
Meno deformabili dei solai in legno, i loro principali problemi sono rappresentati dalla scarsa aderenza dell'intonaco all'intradosso, dalla bassa affinità con le voltine che, per effetto di un insufficiente contrasto offerto dalle putrelle metalliche possono crollare e dalla possibilità di caduta dei tavelloni di riempimento.



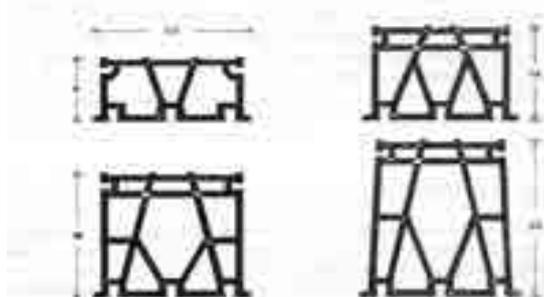
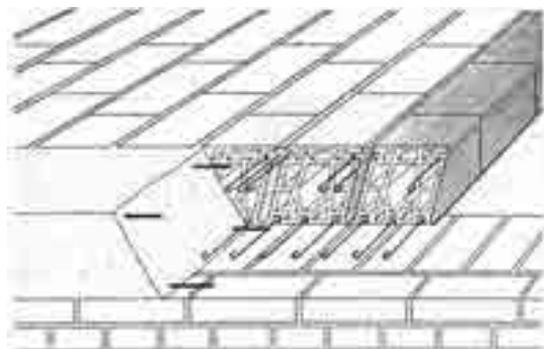
I profilati metallici spesso non risultano ben incastrati nella muratura per assenza di cordoli.

Lo stato di un solaio si valuta sempre osservandolo all'intradosso (dal basso verso l'alto). Molto spesso sono ben visibili le tracce delle putrelle che, per effetto di un differente coefficiente di dilatazione termica rispetto ai laterizi o alle voltine, tendono ad evidenziare l'eterogeneità dei materiali.

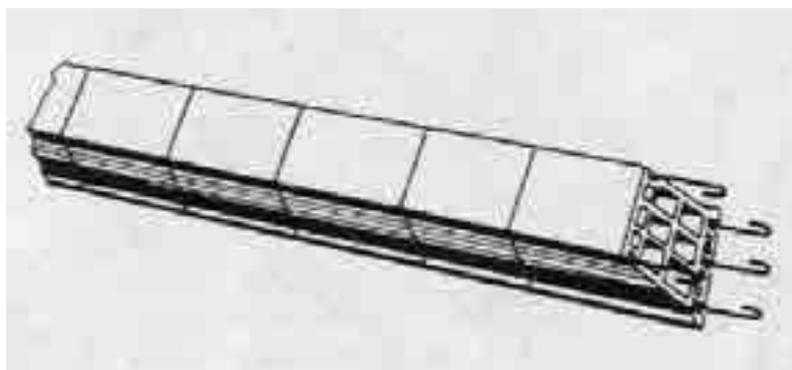
Per valutare la qualità del livello di incastro tra i profilati metallici e le tavole, oppure il grado di aderenza tra la parte strutturale del solaio e l'intonaco, oppure il grado di aderenza tra la parte strutturale del solaio e l'intonaco si utilizza la piccozza: ad un rumore sordido corrispondono dei vuoti che denotano l'assenza di contatto tra intonaco e struttura. L'operatore dei VV.F. provvederà a saggiare tutti i campi di solaio ed a far crollare le parti pericolanti di intonaco evitando di danneggiare inutilmente le suppellettili presenti.



I disegni dei solai in cemento armato sono legati essenzialmente allo storico solaio tipo **"SAP"** (Solaio Auto Portante).



E' uno dei solai più insidiosi e pericolosi per il Tecnico dei Vigili del Fuoco. Non si contano i crolli di solai di questo tipo per effetto dello scarsissimo ricoprimento delle barre di armatura che li contraddistinguono. Molto adoperato nell'edilizia del dopoguerra per la celerità di esecuzione, i solai tipo SAP sono caratterizzati da travetti gettati in opera (di larghezza minima di 2,5 cm!!!) posti tra gli allineamenti prefabbricati in laterizio in cui sono posizionati gli esili ferri di armatura (spesso lisci!!!).



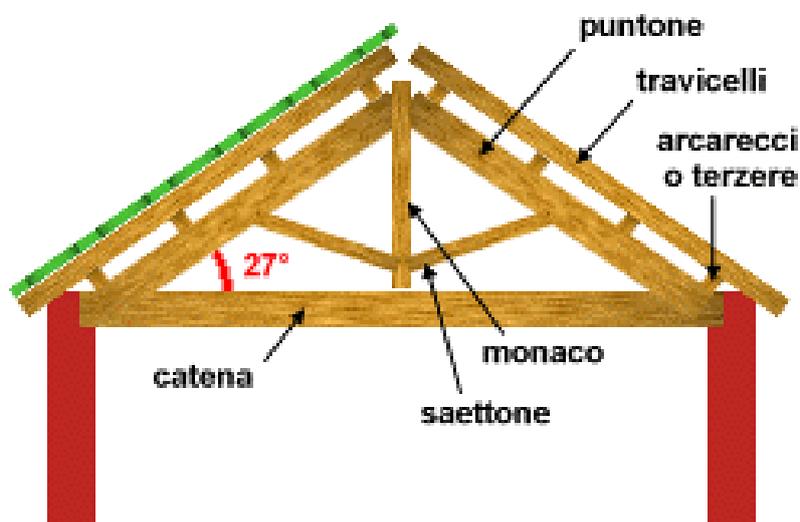


Un esempio classico di dissesto statico è illustrato a lato: si noti lo scarsissimo copriferro con la conseguente ossidazione delle barre e l'espulsione dei laterizi e dell'intonaco. Se si individuano in fase di sopralluogo casistiche del genere è bene essere cautelativi.

16.3 Dissesti delle coperture a falda

Sono di seguito evidenziati gli elementi principali costituenti una copertura a doppia falda. In particolare, si può dire che, nella seguente configurazione (con il monaco indipendente dalla catena) sono noti a priori gli andamenti degli stati tensionali agenti negli elementi strutturali presenti:

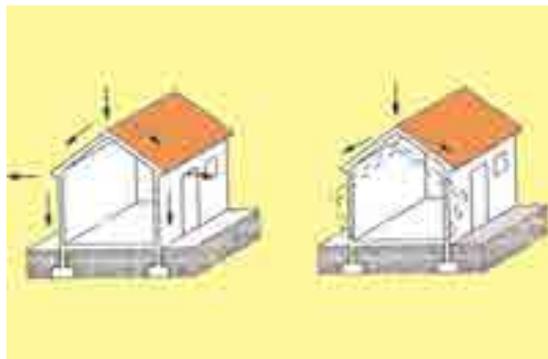
gli elementi tesi sono rappresentati dalla catena e dal monaco, i compressi dai puntoni e dai saettoni e gli elementi inflessi sono le travi di colmo e gli arcarecci.



Noti gli stati tensionali da un punto di vista qualitativo, si può quindi affermare che per gli elementi tesi è bene effettuare una verifica dell'efficienza delle zone di giunzione (i nodi) nonché l'assenza di lesioni trasversali, essendo praticamente influente da un punto di vista statico la presenza di lesioni longitudinali. Per gli elementi compressi, invece, è bene accertarsi che non vi siano lesioni ad andamento longitudinale o elementi fortemente arcuati: in tale caso potrebbero verificarsi fenomeni di instabilità piuttosto repentini.

Le coperture a falda presentano la caratteristica di essere spingenti nei confronti delle pareti che le sostengono in assenza di catena. Ricordando che esse sono vietate dalla normative nazionali

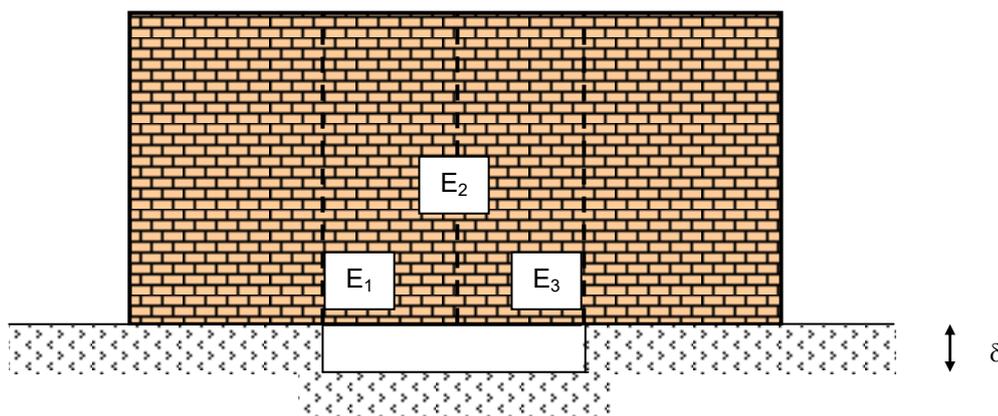
vigenti in zona sismica, è bene verificare la presenza di fuori piombo delle pareti in corrispondenza degli incastri nonché lo stato delle zone di ammortamento delle travi nella muratura. La presenza di spanciamenti delle murature potrebbe portare a situazioni di crisi repentine contro cui è bene cautelarsi per tempo.



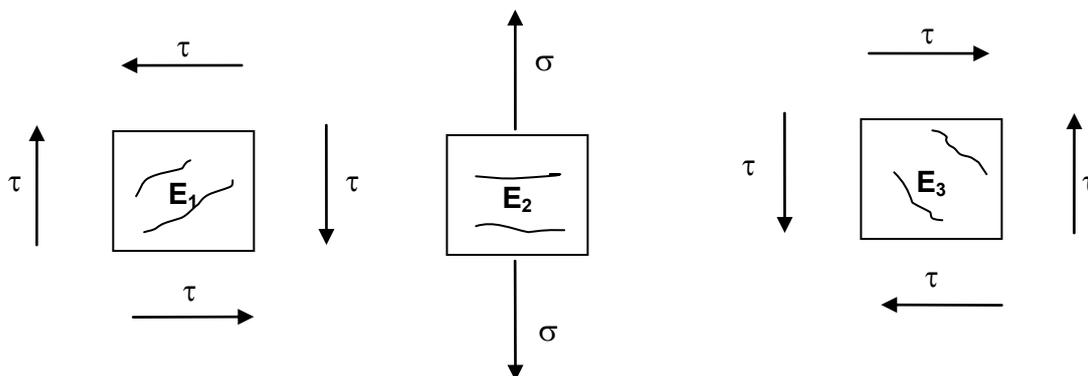
16.4 Dissesti da cedimento o da eccessiva deformabilità strutturale

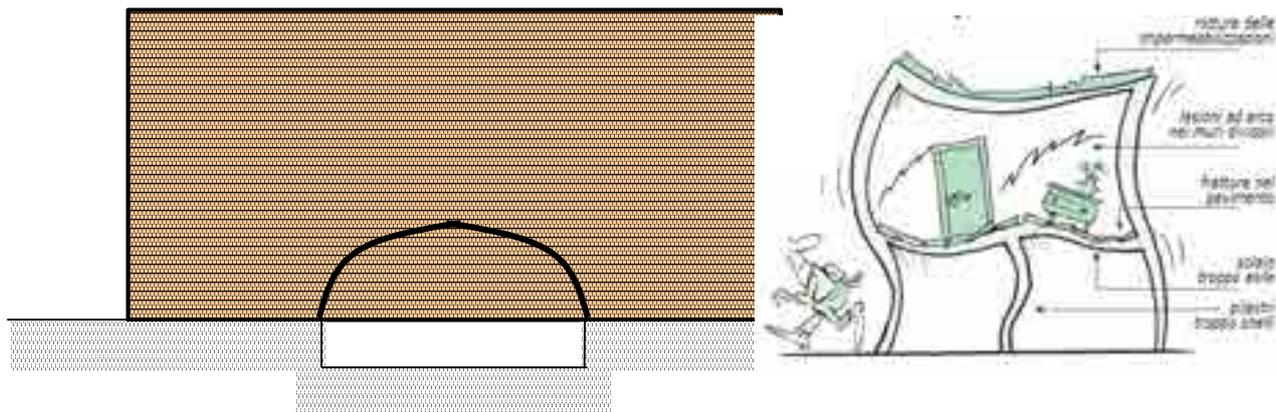
In questo paragrafo saranno utilizzati i concetti introdotti nelle sezioni precedenti con riferimento ai quadri fessurativi degli elementi in muratura o calcestruzzo sottoposti a caratteristiche della sollecitazione elementari (casi dei "cubetti di gomma"). Deducendo gli stati di sollecitazione elementari agenti, sarà quindi possibile risalire al quadro fessurativo completo e quindi all'origine del dissesto.

Per analizzare il quadro fessurativo di un cedimento fondale, si consideri il caso di una parete poggiante su un terreno interessato da un cedimento.



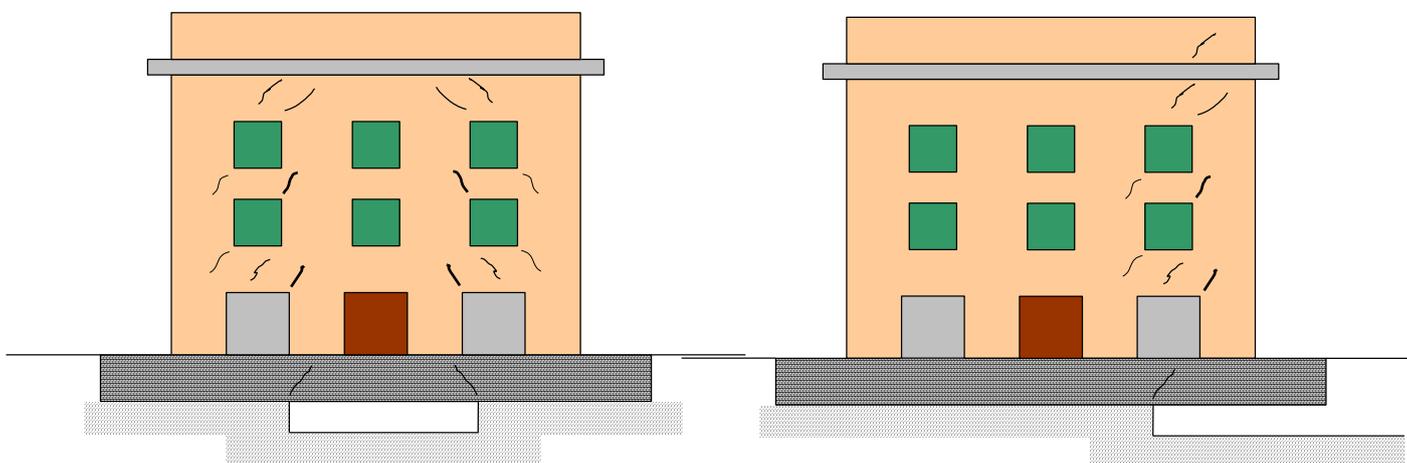
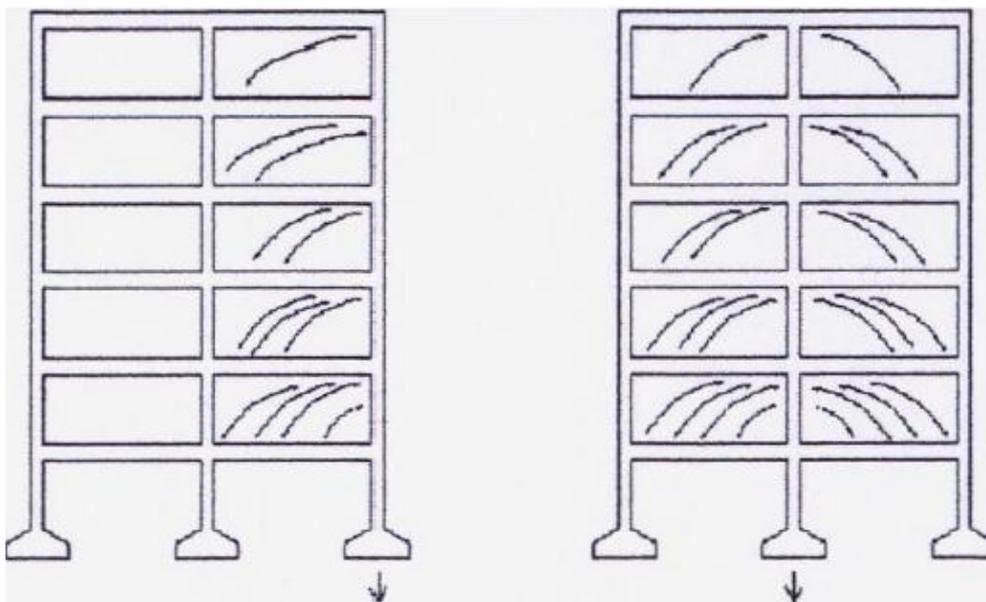
Gli elementi E_1 e E_3 sono trattenuti dalla parte di parete poggiante su suolo stabile: la sollecitazione elementare sarà di taglio puro. L'elemento E_2 è trattenuto dalla parte sovrastante di parete che, per effetto arco, conserva la stabilità meccanica. Esso è soggetto a trazione semplice. Le lesioni conseguenti sono riportate di seguito (orizzontali nel caso di trazione pura e a 45° nel caso di taglio puro)





E' evidente la classica lesione a parabola del muro.

Analoghi dunque sono i casi di cedimenti fondali su edifici in muratura o in cemento armato che mostrano le tracce delle lesioni a parabola lungo le facciate uscenti dagli spigoli dei vani dove si verificano concentrazioni di sforzi.



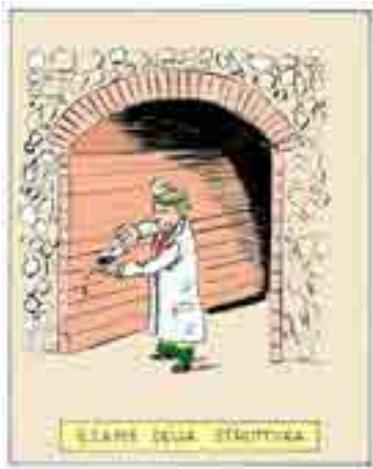
La simpatica figura in basso mostra cause possibili di cedimenti differenziali: escavazioni in prossimità delle strutture fondali, perdite dalle condotte di adduzione idrica o fognarie, smottamenti...



In fase di sopralluogo è necessario verificare se il fabbricato è stato interessato da cedimenti fondali controllando la corretta apertura di porte e finestre nei rispettivi vani oppure utilizzando delle comuni biglie per la valutazione dell'orizzontalità dei solai o monitorando il corretto deflusso degli scarichi fognari aprendo i pozzetti di ispezione. In particolare, la difficoltosa apertura di porte e finestre, soprattutto in abitazioni recentemente ristrutturate avvalorava l'ipotesi di fenomeni fondali in rapida evoluzione. La presenza di lesioni o avvallamenti dei solai, se da un lato evidenzia la loro stretta collaborazione con le strutture portanti verticali, dall'altro mostra che il fenomeno è in rapida evoluzione così come l'assenza di drenaggio da parte delle fognature. In questi casi, data la mancanza di tempo e di mezzi per effettuare rilievi più approfonditi (tra l'altro esulanti dagli scopi dei Vigili del Fuoco) è sempre bene operare a vantaggio di sicurezza.

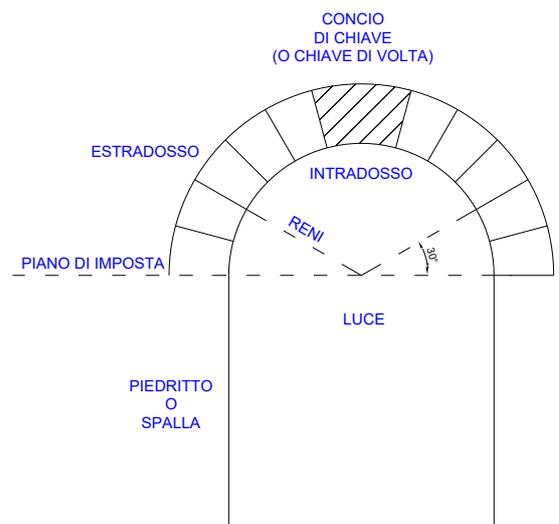
Per quanto riguarda le lesioni dei muri di sostegno, si osservi che quelle ad andamento verticale sono meno preoccupanti di quelle orizzontali: basta pensare che è come se il muro si suddividesse in più conci. Talvolta si notano rigonfiamenti del terreno a monte del paramento o spancamenti dello stesso a valle: questi sono sintomi dell'effettiva attivazione della spinta delle terre a tergo dei muri e devono essere valutate attentamente sia osservando l'entità degli spostamenti che la rapidità degli stessi. La maggiore o minore vetustà del muro e le osservazioni effettuate da chi è originario del posto e conosce la realtà dei luoghi sono senza dubbio valide indicazioni per le azioni da compiere.

16.5 Dissesti di archi e volte



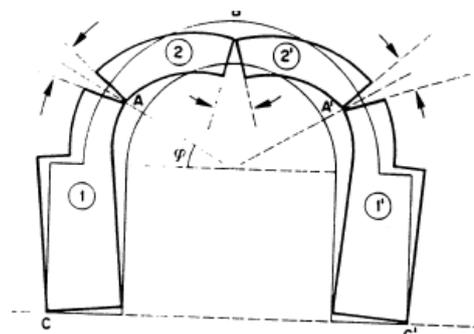
Le strutture ad arco sono particolarmente insidiose per quanto riguarda i dissesti statici che le contraddistinguono e per questo motivo il tecnico dei Vigili del Fuoco deve conoscerne le principali caratteristiche statiche per capirne il funzionamento ed esprimersi in maniera compiuta in merito ad eventuali situazioni di pericolo.

Le principali parti costituenti un arco sono evidenziate nella figura a lato:



L'arco sta in piedi in virtù del fatto che il peso proprio e del materiale di riempimento sovrastante ingenera un sistema di compressioni tra i blocchi costituenti tale da garantirne la stabilità. Le tre sezioni significative di un arco sono quella in chiave e le due alle reni: sia alle reni che in chiave agiscono due azioni orizzontali (spinte) uguali e contrarie che, se non ben contrastate con piedritti sufficientemente "pesanti" o con catene, conducono al collasso dell'arco. Le lesioni in chiave tendono ad aprirsi dal basso verso l'alto mentre alle reni accade il contrario. Per tale motivo le lesioni alle reni, purtroppo difficilmente visibili con un'ispezione visiva, sono molto più pericolose di quelle in chiave: se esse sono evidenti all'intradosso significa che l'arco ha esaurito tutte le sue riserve statiche ed è prossimo al collasso.

Dunque anche una lesione in chiave può essere sintomatica di un avanzato fenomeno di dissesto statico e per questo motivo deve essere esaminata con la massima attenzione.



Approfondimento:

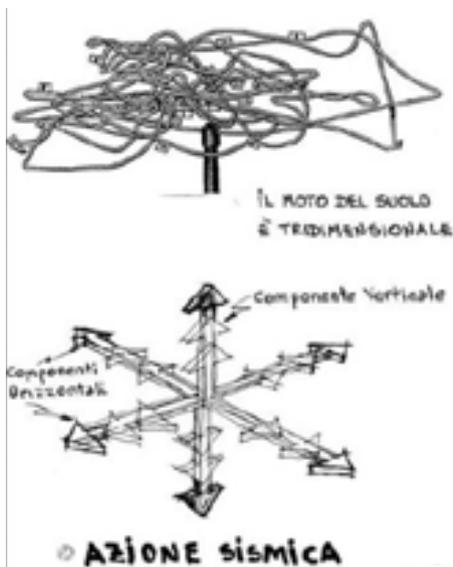
Nell'ipotesi di arco simmetrico a due cerniere di luce L e freccia f su cui agisce un carico distribuito uniforme (q), si dimostra con semplici considerazioni di equilibrio che la componente orizzontale (H) della spinta sui piedritti vale $H = qL^2/(8f)$.

16.6 Dissesti da sisma

16.6.1 Il terremoto: nomenclatura e genesi

Il termine terremoto deriva dal latino “**terrae motus**” e consiste in uno scuotimento del suolo più o meno prolungato (da pochi secondi ad alcuni minuti).

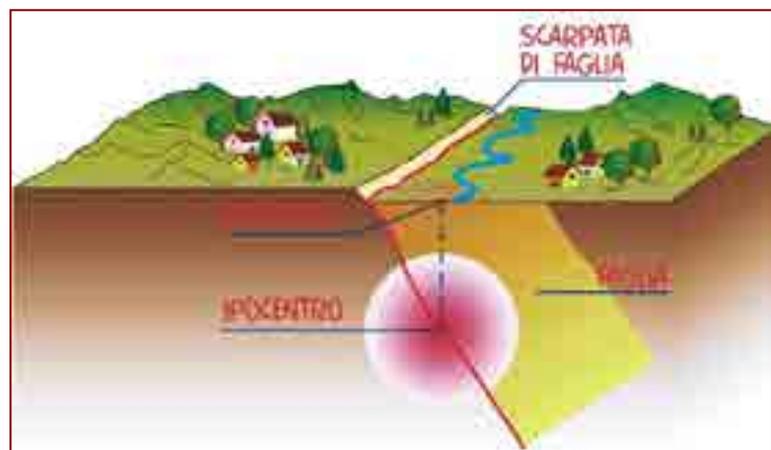
Tale scuotimento può determinare effetti sia sugli edifici interessati dal moto quali lesioni, ribaltamenti, crolli che effetti sul territorio circostante (effetti “cosismici”) come frane, fagliazioni superficiali, liquefazione dei terreni, assestamenti, tsunami.



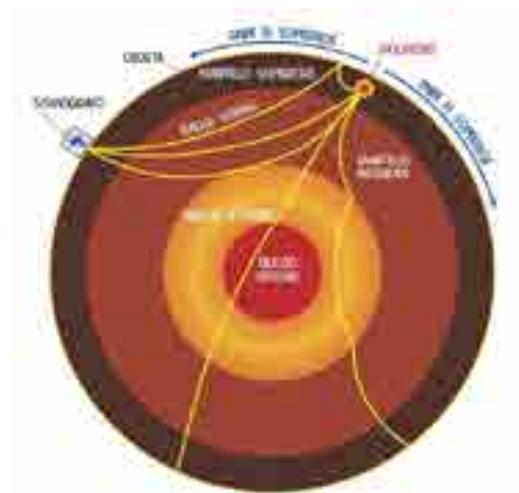
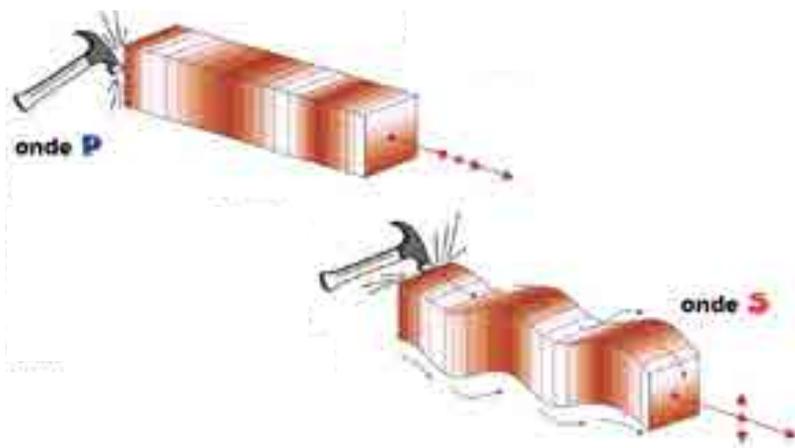
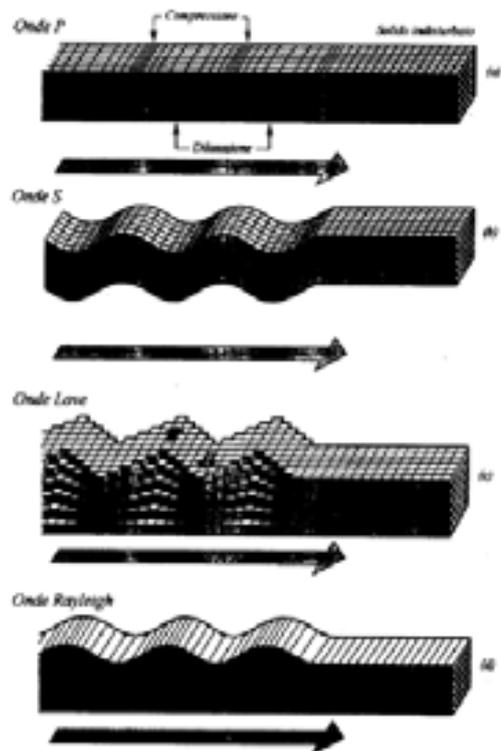
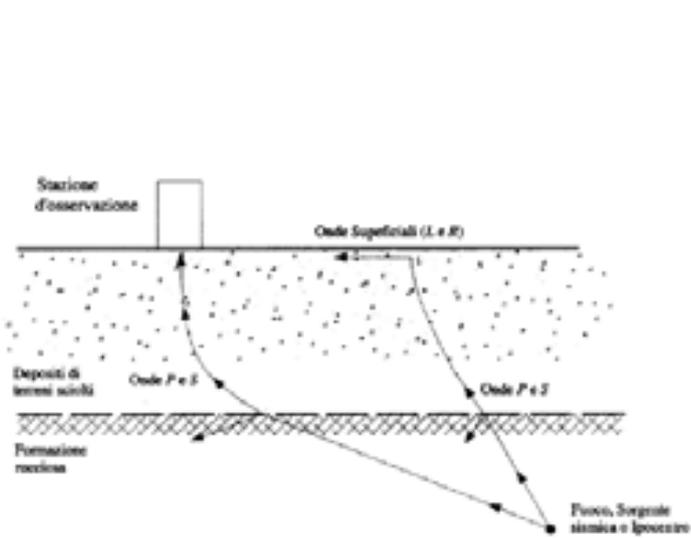
registrate per mezzo di sismografi.

Il terremoto è originato da rotture delle rocce del sottosuolo per effetto di eccessi di sforzi causati dalla tettonica delle placche di cui è costituita la crosta terrestre (deformazioni e movimenti che provocano terremoti di origine tettonica) oppure da movimenti magmatici in corrispondenza di zone vulcaniche (terremoti vulcanici). La superficie di frattura tra

diverse zolle di sottosuolo si chiama faglia. Il punto di origine del terremoto è detto **ipocentro** o **fuoco** e la sua proiezione ortogonale sulla superficie terrestre è detto **epicentro**.



La rottura della crosta terrestre determina delle “onde sismiche” di differenti tipologie:



ttosuolo ad una velocità di circa 1,7 volte
 onde di **Rayleigh** e di **Love** sono onde

per garantire una rapida ed efficace

comunicazione tra i colleghi e con gli altri Enti.

Per indicare quanto sia stato “forte” un terremoto vengono utilizzate due definizioni differenti: la magnitudo e l’intensità.

La magnitudo fu definita nel 1935 dal sismologo C.F. Richter come misura oggettiva della quantità di energia elastica emessa durante un terremoto.

L’intensità di un terremoto quantifica e classifica esclusivamente gli effetti provocati dal sisma sull’ambiente, sulle cose e sull’uomo. Pertanto, a differenza della magnitudo, per uno stesso terremoto essa può assumere valori diversi in luoghi diversi. L’intensità e la magnitudo non sono a rigore correlabili !!!

La classificazione in base all’intensità di un terremoto viene effettuata mediante la cosiddetta “scala Mercalli”, ideata da Mercalli nel 1902 e modificata da Cancani e Sieberg (M.C.S.) nel 1923 e successivamente nel 1931 e 1956. Essa è suddivisa in 12 gradi. Ecco la scala in forma dettagliata...

I grado

Impercettibile

Rilevato soltanto da sismografi.

II grado

Molto leggero

Sentito soltanto da poche persone, in perfetta quiete, e ai piani superiori.

III grado

Leggero

Viene percepito come terremoto soltanto da poche persone all’interno delle case.

IV grado

Moderato

All’aperto il terremoto è percepito da pochi. È notato da molti nelle case dove gli oggetti tintinnano e scricchiolano.

V grado

Abbastanza forte

Scossa percepita da molti, anche all’aperto. Quasi tutti i dormienti si svegliano e qualcuno fugge all’aperto. In casa è avvertita da tutti, gli oggetti pendenti oscillano, porte e finestre sbattono, qualche vetro si rompe, soprammobili possono cadere e piccole quantità di liquido vengono versate da recipienti colmi e aperti.

VI grado

Forte

Il terremoto viene avvertito da tutti con paura e molti fuggono all’aperto. Liquidi si muovono fortemente; quadri cadono dalle pareti e oggetti dagli scaffali; porcellane si frantumano; oggetti assai stabili vengono spostati o rovesciati; piccole campane in cappelle e chiese battono.

Case isolate, solidamente costruite subiscono danni leggeri (spaccature e caduta dell'intonaco di soffitti e di pareti). Danni più forti agli edifici mal costruiti e qualche tegola e pietra di camino cade.

VII grado

Molto forte

Grandi campane rintoccano. Corsi d'acqua, stagni e laghi si agitano e s'intorbidiscono. Danni moderati a numerosi edifici costruiti solidamente (piccole spaccature nei muri; caduta di pezzi piuttosto grandi dell'intonaco, a volte anche di mattoni). Caduta di tegole. Molti fumaioli lesionati al punto da cadere sopra il tetto danneggiandolo. Decorazioni mal fissate cadono da torri e costruzioni alte. Possibile distruzione di case mal costruite.

VIII grado

Rovinoso

Anche mobili pesanti vengono spostati o rovesciati. Statue, monumenti in chiese, in cimiteri e parchi pubblici, ruotano sul proprio piedistallo oppure si rovesciano. Solidi muri di cinta in pietra crollano. Circa un quarto delle case si lesiona in modo grave, alcune crollano, molte diventano inabitabili. In terreni bagnati si ha l'espulsione di sabbia e di melma.

IX grado

Distruittivo

Circa la metà di case in pietra sono distrutte; molte crollano; la maggior parte è inabitabile.

X grado

Completamente distruttivo

Gravissima distruzione di circa 3/4 degli edifici, la maggior parte crolla. Ponti subiscono gravi lesioni; argini e dighe sono notevolmente danneggiati, binari leggermente piegati e tubature troncate, rotte e schiacciate. Nelle strade si formano crepe. Sul terreno si creano spaccature larghe alcuni decimetri; vengono prodotte frane e smottamenti. Le sorgenti subiscono frequenti cambiamenti di livello dell'acqua.

XI grado

Catastrofico

Crollo di tutti gli edifici in muratura. Binari si piegano fortemente e si spezzano. Crollano i ponti. Tubature interrato vengono spaccate in modo irreparabile. Nel terreno si manifestano mutamenti di notevole estensione, a seconda della natura del suolo, si aprono grandi crepe e spaccature; sono frequenti lo sfaldamento di terreni e la caduta di massi.

XII grado

Grandemente catastrofico

Non regge alcuna opera dell'uomo. Lo sconvolgimento del paesaggio assume aspetti grandiosi. Corsi d'acqua subiscono mutamenti, si formano cascate, scompaiono laghi e deviano fiumi

Consultando il sito dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (www.ingv.it) è possibile conoscere in tempo reale Magnitudo e posizione dell'epicentro del sisma.

Il grande successo della scala Mercalli che "resiste" dal 1902 è legato al fatto che essa fornisce in tempi rapidi una stima dei danni sul territorio e quindi consente una stima rapida degli stanziamenti da erogare per la riparazione dei danni e "costringe" le Autorità locali a comunicare i danni rilevati. Sebbene come detto non sia possibile correlare in maniera rigorosa la magnitudo all'intensità, esiste comunque una carta di correlazione ricavata in base alla realtà edilizia italiana. Essa è riportata nella figura seguente:

intensità	magnitudo
III-IV	2.8-3.1
IV	3.2-3.4
IV-V	3.5-3.7
V	3.7-3.9
V-VI	4.0-4.1
VI	4.2-4.4
VI-VII	4.5-4.6
VII	4.7-4.9
VII-VIII	5.0-5.1
VIII	5.2-5.6
IX	5.7-6.1
X, XI	≥6.2

Come si vede i terremoti percettibili dall'uomo sono quelli con magnitudo superiore a 3.

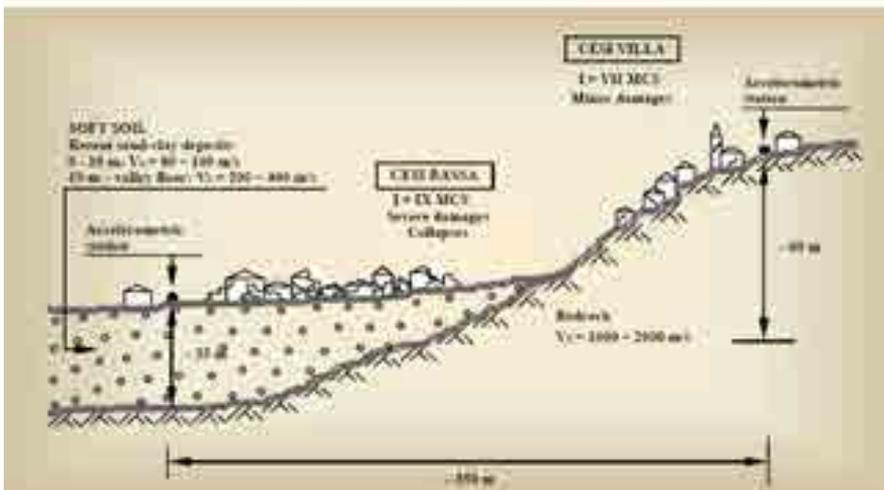
Per la classificazione sismica del territorio italiano si rimanda alla sezione dedicata nel capitolo "azioni".

Una cosa importante da osservare, comunque, è che tutto il territorio italiano è classificato sismicamente e che le zone maggiormente penalizzate sono quelle appenniniche, il Friuli Venezia Giulia, la Calabria e la Sicilia Orientale, mentre "isole felici" sono la Sardegna, la Puglia meridionale, parte della Val Padana e dell'Arco Alpino.

Per un Vigile del Fuoco è fondamentale conoscere la classificazione sismica dei Comuni del proprio territorio di competenza per essere in grado di valutare **da un punto di vista qualitativo**, in fase di sopralluogo, gli eventuali accorgimenti antisismici presenti sull'edificio osservato e per poter stimare la capacità del manufatto di resistere ad eventuali after shock nel breve periodo successivo.

Attenzione, non ci si stupisca se...

... si verificano fenomeni di amplificazione delle onde sismiche dovuti a particolari realtà locali (presenza di terreni particolarmente soffici!).



Nell'esempio a lato lo stesso terremoto (magnitudo unica) è stato classificato di intensità VII in zona rocciosa e di intensità IX in zona con terreno soffice. Le due zone distano tra loro appena 350m!

16.6.2 I danni da terremoto

Quando si verifica un terremoto violento i fabbricati si danneggiano: è proprio grazie alla qualità del loro danneggiamento che i fabbricati non crollano. In sostanza, se un fabbricato di "danneggia correttamente" resiste al terremoto e non crolla. Il Vigile del Fuoco deve essere in grado di valutare la qualità del danneggiamento per capire se il manufatto si è comportato bene o male e per cercare di prevedere come si comporterà a seguito di eventuali repliche.

Le cose da guardare durante un sopralluogo post sisma sono tre:

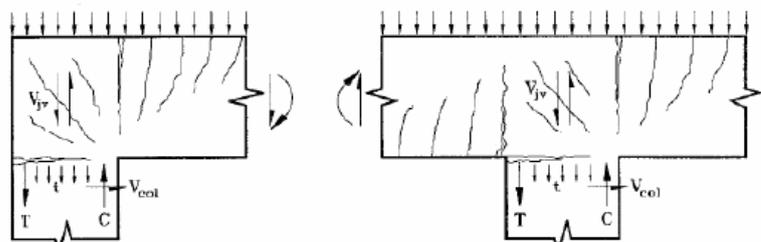
- Il comportamento dei materiali
- Il comportamento delle sezioni
- Il comportamento dell'intera struttura



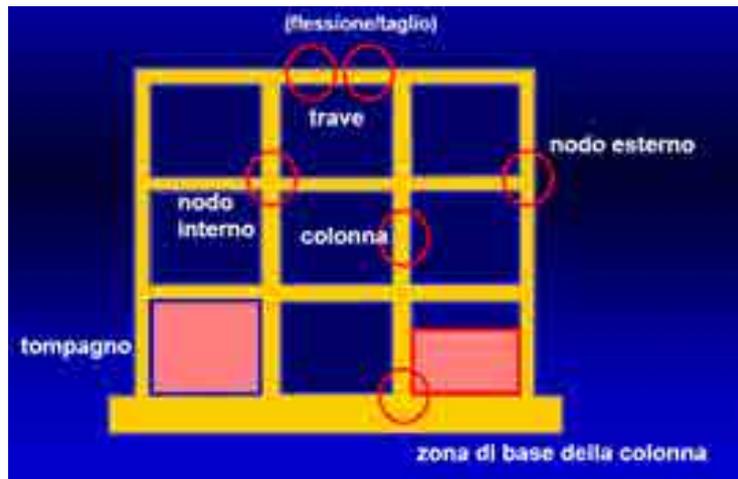
Per quanto riguarda i materiali costruttivi, non essendo possibile effettuare in fase di sopralluogo dei controlli sperimentali, basta sapere che l'acciaio è un materiale più "deformabile" del cls e della muratura.

Per quanto riguarda le duttilità a livello delle sezioni e di struttura, bisogna sapere che in una struttura intelaiata (quali la maggior parte di quelle in c.a.), le zone "delicate" sono costituite dai **pilastr**

odi, mentre risultano "meno vulnerabili" le travi sollecitate a flessione e non a taglio. Per tale motivo, durante un sopralluogo, è bene accertarsi che dopo un sisma non siano presenti rotture

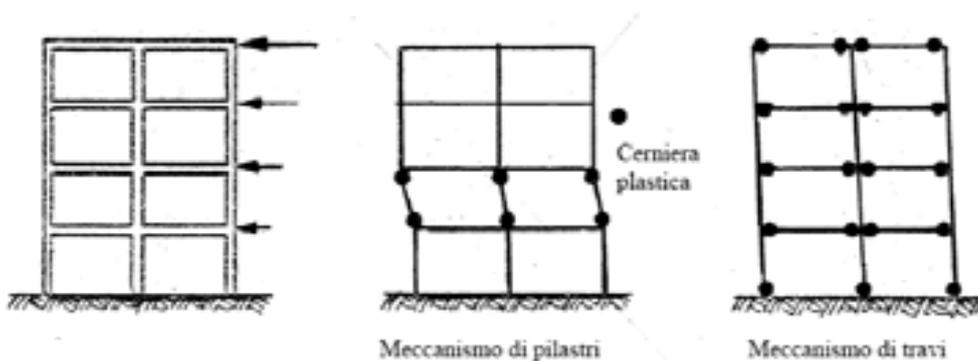


dei nodi perimetrali, né schiacciamenti o disassamenti di pilastri o meccanismi di rottura per taglio: insomma **si preferisce che si danneggino le travi e non i pilastri o i nodi.**

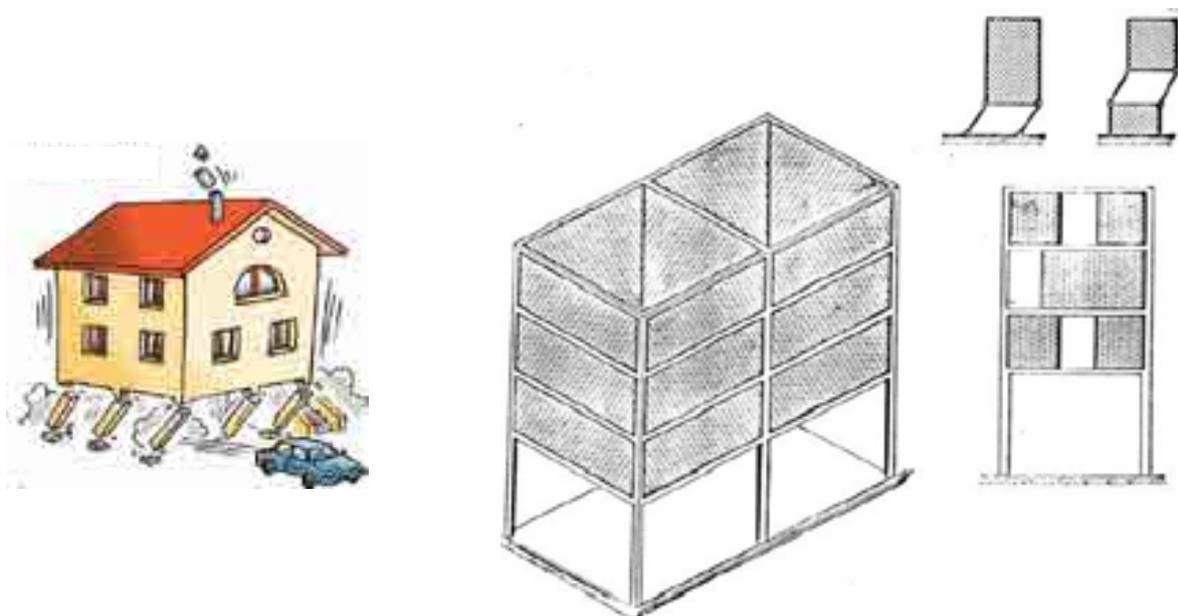


Da un punto di vista di assetto strutturale, invece, bisogna tener presente che le strutture “antisismiche” devono essere il più possibile regolari in pianta ed in elevazione.

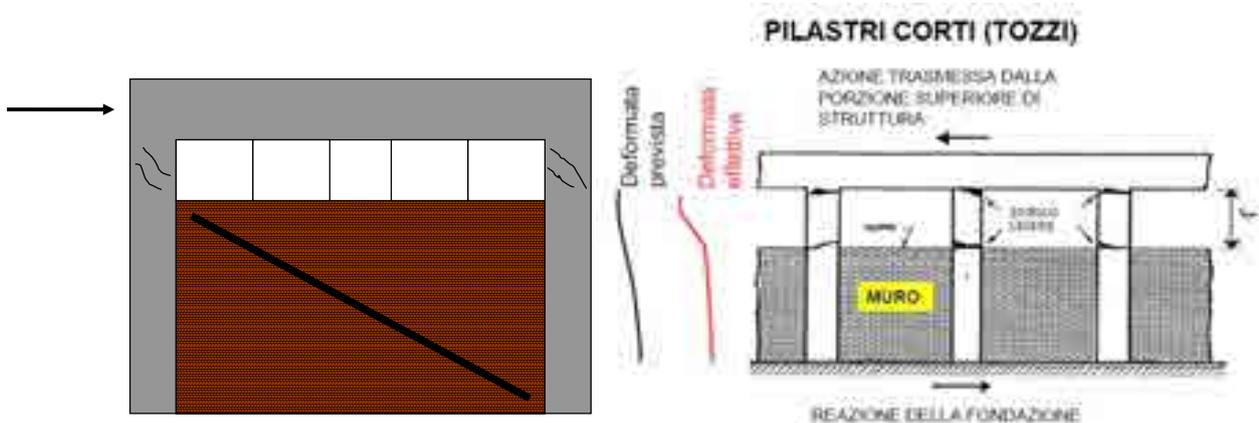
Facciamo un esempio classico:



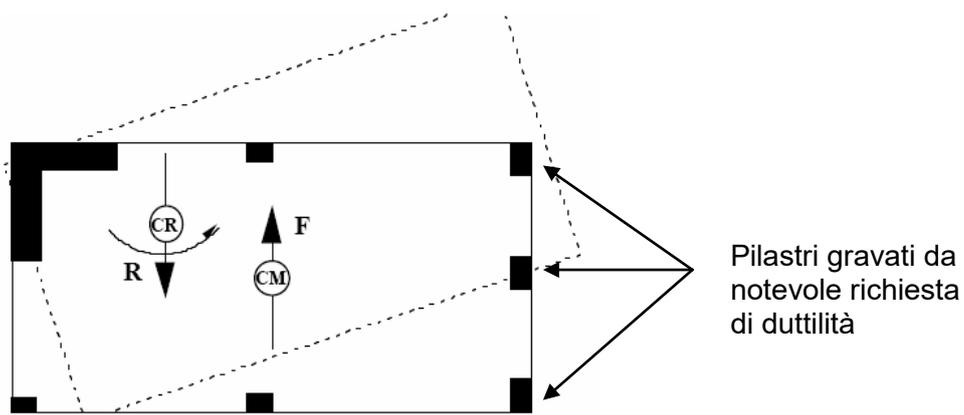
La struttura di mezzo evidenzia il problema del piano soffice (o piano debole): le rotture si verificheranno prevalentemente in tale zona e la cosa non è gradita.



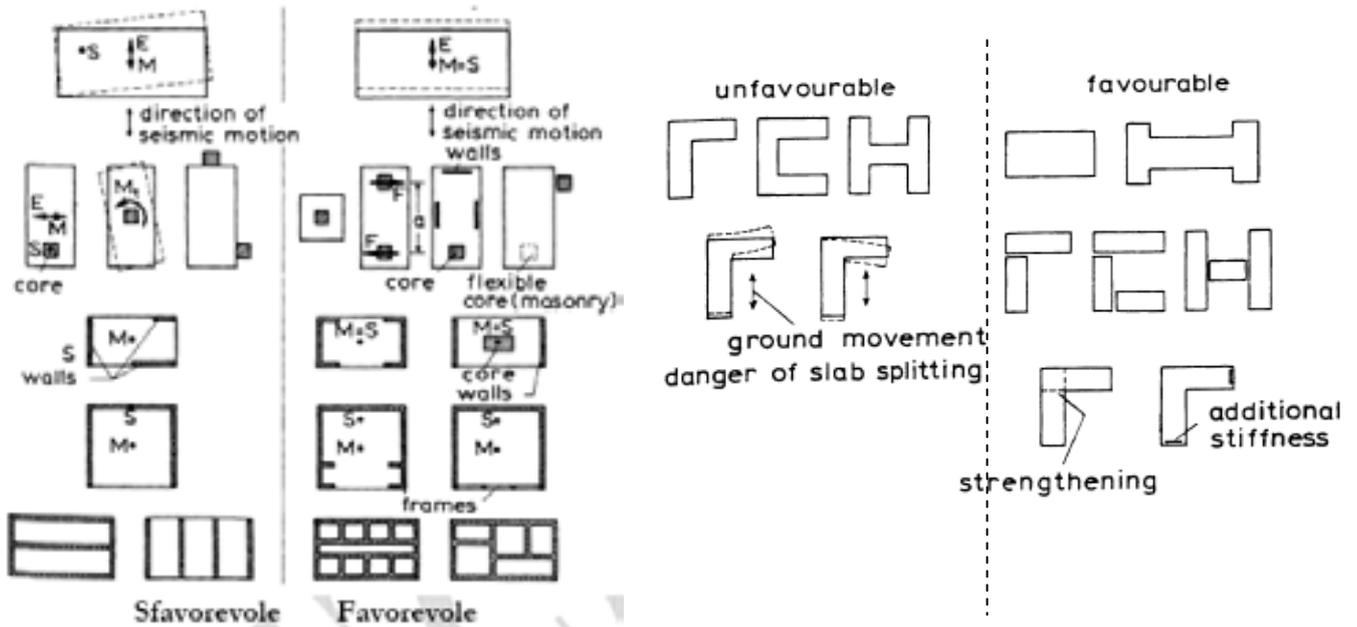
Altro problema è quello dovuto alla presenza di pilastri tozzi che si rompono per taglio (meccanismo fragile). E' di seguito riportato il caso di un parziale tamponamento di una struttura con formazione di una biella compressa al suo interno e conseguente rottura per taglio dei pilastri tozzi (la presenza di una finestratura alta lungo la tamponatura è classica quando si verifica tale fenomeno).



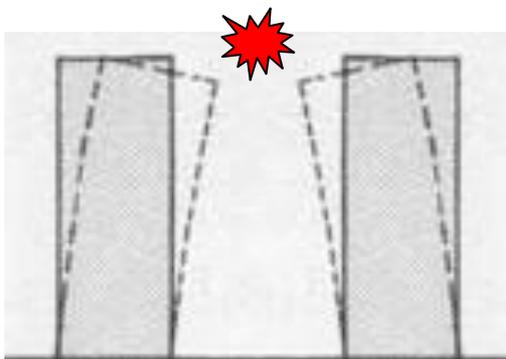
Altro dissesto tipico è provocato dall'irregolarità in pianta dei fabbricati: la presenza di forti eccentricità tra il baricentro delle masse e quello delle rigidezze determina forti rotazioni dei manufatti con conseguente forte richiesta di duttilità alle strutture portanti più lontane dal centro di rotazione (coincidente con il baricentro delle rigidezze):



Sono di seguito evidenziate distribuzioni in pianta favorevoli e non, sia per la non coincidenza tra baricentro delle masse e delle rigidezze che per infelice scelta della pianta la cui forma favorisce moti torsionali e concentrazioni di sforzi nei punti angolosi:

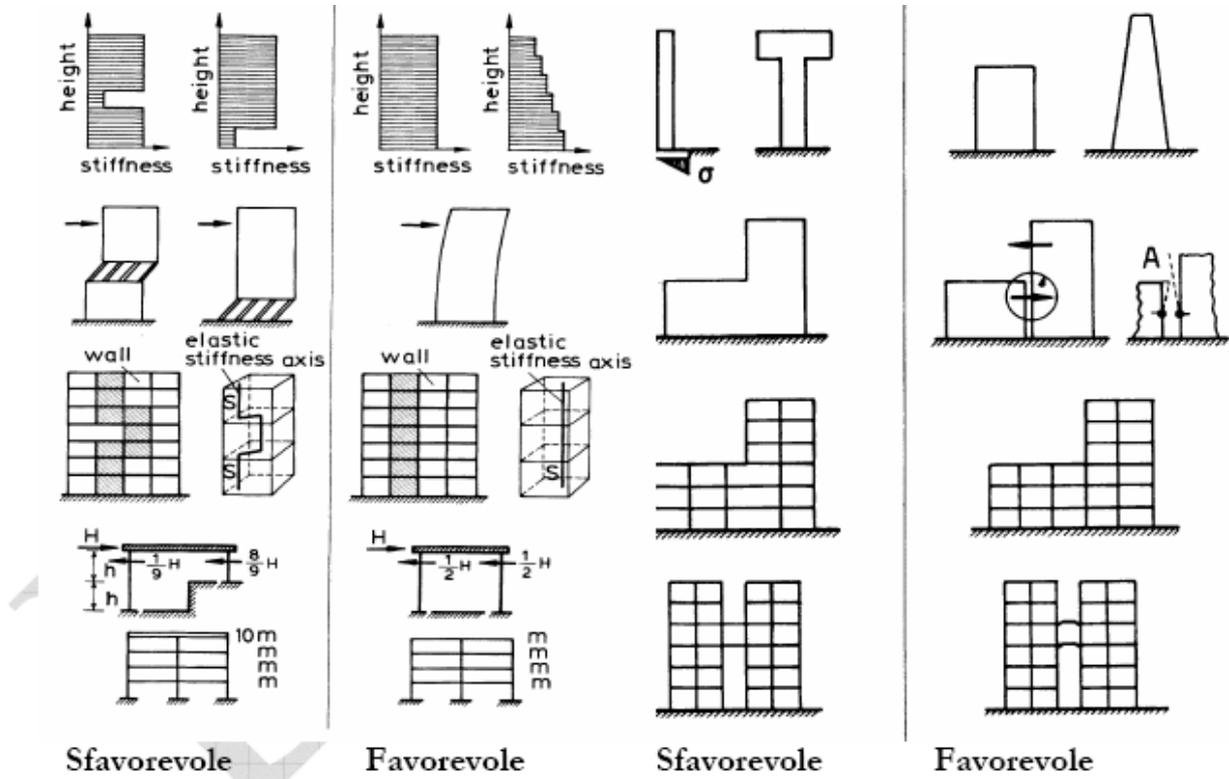


Altro problema è costituito da strutture aderenti che, durante il sisma, oscillano in controfase. Esse sono soggette al fenomeno del **martellamento**. Le norme tecniche prescrivono un giunto strutturale non inferiore a $H/100$ (essendo H l'altezza del fabbricato a partire dallo spiccatto delle fondazioni).

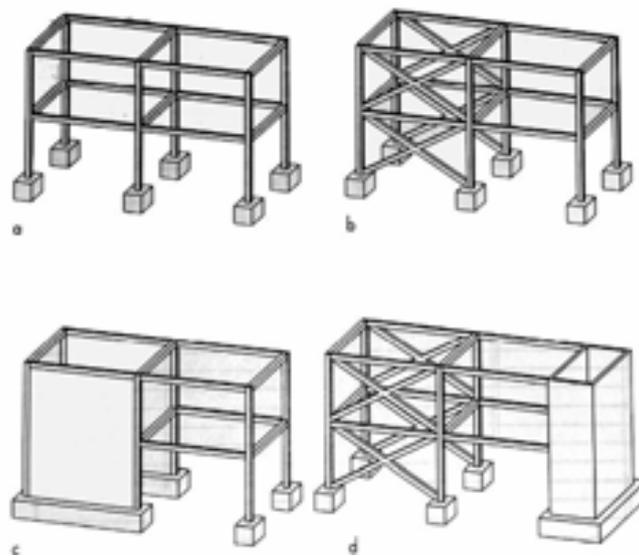


Le arcate che collegano i fabbricati nei centri storici rappresentano dei vincoli unilaterali: possono essere efficaci solo se gli edifici oscillano in fase ma perdono la funzione di ritegno in caso contrario.

Anche la distribuzione in altezza delle masse può essere sintomatica di irregolarità strutturali. E" di seguito riportato un riepilogo delle configurazioni favorevoli e sfavorevoli in altezza. Si noti che è bene evitare irregolarità (ossia brusche variazioni di rigidità e di masse che determinano concentrazioni di sforzi).



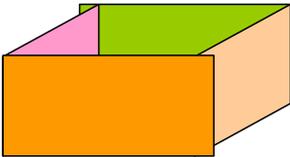
Nelle figure che seguono si nota che nel caso "a" (telaio regolare) la rigidità è ben distribuita mentre nei casi "b" (telaio controventato), "c" (telaio con setti) e "d" telaio con controventi e nucleo la rigidità prevale in una sola direzione (b e c) o non è ben distribuita (caso c).



16.6.3 Le caratteristiche dei fabbricati in muratura in zona sismica

Il successo di un manufatto in muratura in zona sismica è legato alla possibilità che esso ha di comportarsi come una scatola compatta.

La seguente figura aiuta a comprendere cosa si intende per comportamento “scatolare” di un edificio in muratura.



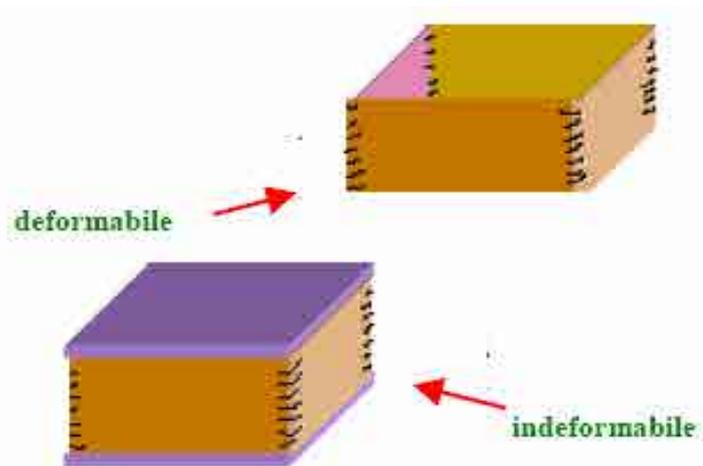
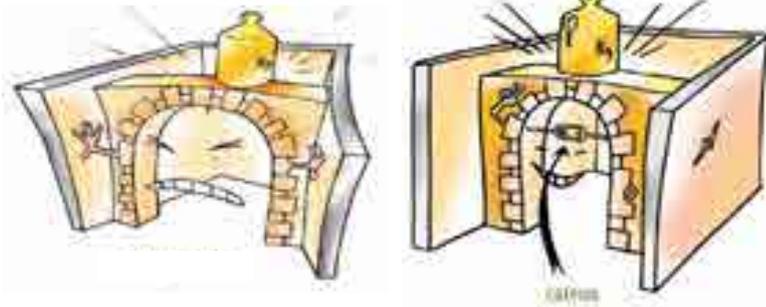
Si prendano quattro cartoncini e li appoggino l'uno all'altro a mo' di quadrato: i quattro fogli si terranno in piedi in equilibrio precario (come in un castello di carte): anche un soffio di vento può abbattearli.

Se gli spigoli dei cartoncini sono legati tra loro, la struttura acquisterà una maggiore rigidità e se con il coperchio si chiude la scatola, il sistema sarà molto più rigido e resistente.

Un edificio in muratura deve comportarsi proprio come una scatola: le pareti devono essere ben ammassate tra loro e non troppo distanziate, i solai devono essere rigidi nel loro piano e correttamente collegati alla muratura.

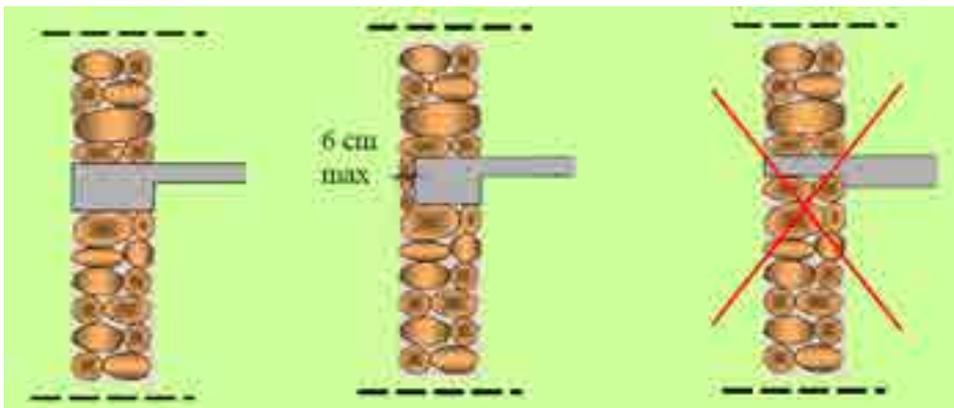
Le pareti, inoltre, devono essere in grado di resistere alle azioni sismiche senza danneggiarsi eccessivamente e per tale motivo devono essere di spessore adeguato, di materiali adatti e con vani non troppo grandi e comunque ben allineati.

Le piattabande devono essere ben incastrate nella muratura in maniera tale da garantire un efficace trasferimento dei carichi ai maschi sottostanti.

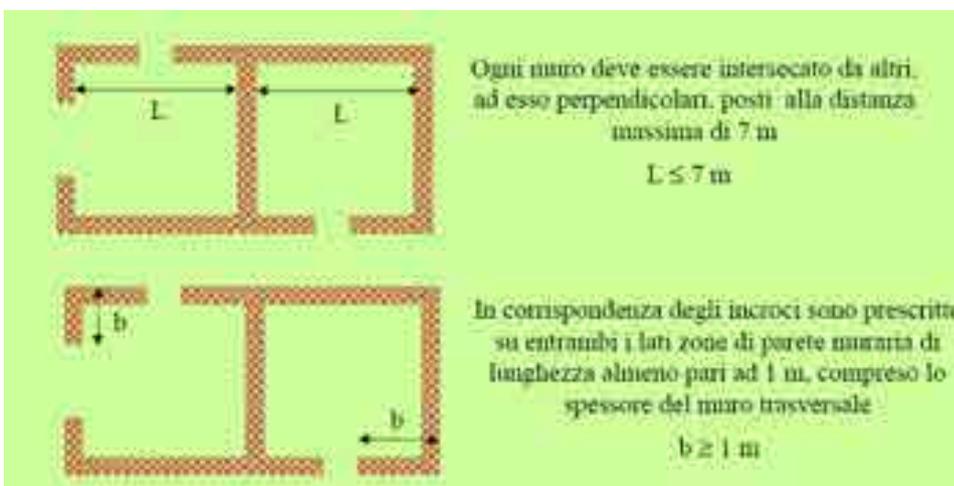


Infine, le strutture spingenti (archi, volte, capriate), tipiche degli edifici con struttura muraria, devono essere a spinta eliminata.

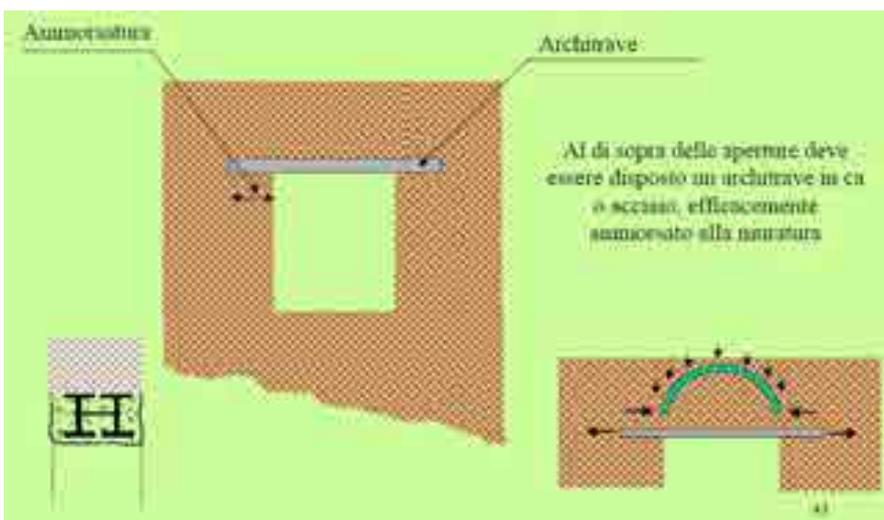
Le figure seguenti esplicitano alcuni dei concetti appena espressi:



Presenza di cordoli di collegamento tra solai e muratura



Muri di spina non troppo distanti tra loro (max 7 metri) ed ammorsamenti efficienti (incroci lunghi mai meno di un metro).



Ammorsamento delle piattabande nella muratura (durante il sisma è proprio nelle “fasce di piano” presso le piattabande che si verificano concentrazioni notevoli di sforzi).



Allineamento dei vani (porte e finestre) per rendere efficace la parte di sistema sismoresistente costituita dai maschi murari. Come si vede in figura il non allineamento dei vani rende di fatto inefficaci parti consistenti dei maschi con concentrazione di sforzi nei pochi maschi aventi pieno sviluppo in verticale. Questo fenomeno è ben accentuato nei centri storici delle città dove non solo i commercianti ampliano a loro piacimento le vetrine pensando di risolvere il problema con le sole piattabande ma dove i condomini creano vani ovunque per migliorare la fruibilità delle loro dimore (nuovi ingressi, nicchie per ripostigli...).

Le catene ai piani consentono di cucire le pareti opposte e di compattare la scatola muraria.



16.6.4 Altri effetti del sisma

Oltre al crollo o al danneggiamento dei fabbricati il sisma può indurre altri fenomeni quali: frane, cedimenti e ribaltamenti di interi fabbricati, fessurazioni superficiali dei terreni, tsunami.

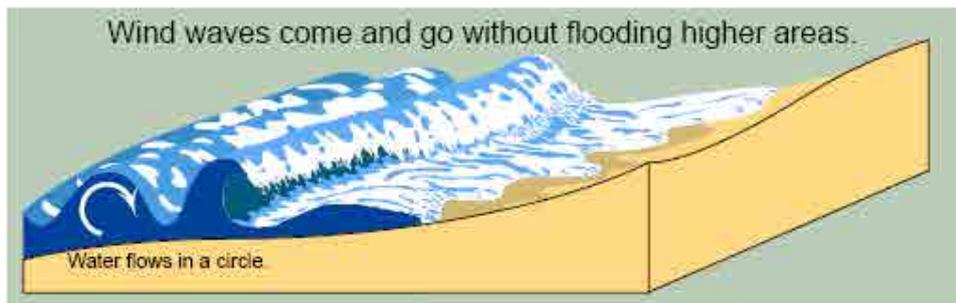


Frane



Fagliazione
superficiale

Liquefazione e cedimenti
permanenti



Tsunami

16.6.5 Esempi di dissesti post sisma

Le figure di seguito evidenziano esempi di forme strutturali non “antisismiche” che hanno portato a forti danneggiamenti o a crolli degli edifici. Il Vigile del Fuoco deve essere in grado di riconoscere in fase di sopralluogo tali fattori negativi per prendere tutti i provvedimenti idonei a tutelare la vita delle persone e la salvaguardia dei beni.



PIANO SOFFICE BASSO



PIANO SOFFICE INTERMEDIO



ROTTURA DEI NODI ESTERNI



ROTTURA DI COLONNE TOZZE



COLONNE TOZZE PER TAMPONATURA NON A TUTTA ALTEZZA

Importanza della distanza tra gli edifici Effetti di martellamento



1999 Kocaeli, Turkey

MARTELLAMENTO

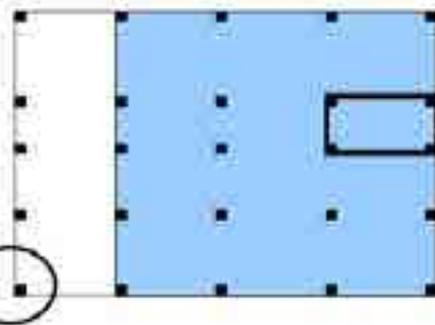


Turchia, Agosto 1999

ROTTURA DEL NODO ESTERNO (SX)
 TRAVE FORTE E PILASTRO DEBOLE (DX)



Emilia, 1996

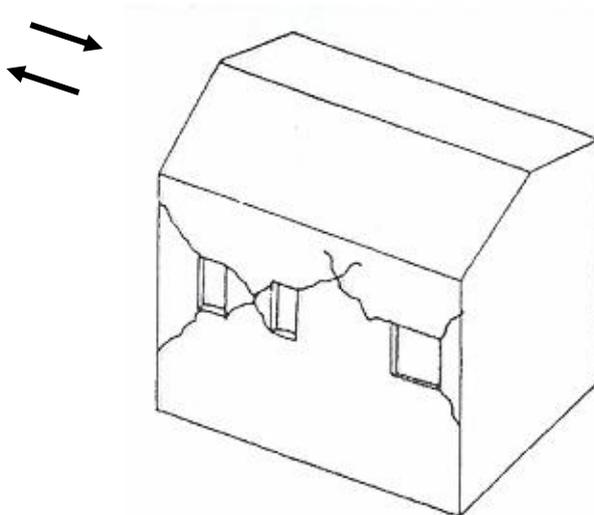


Drift sufficiente a produrre l'espulsione di copriferro in testa al pilastri accompagnata da lievi lesioni si è avuta per una intensità di VI - VII MCS, anche a causa di irregolarità in pianta

FORTI ECCENTRICITA"



CLASSICHE LESIONI A CROCE IN EDIFICI IN MURATURA



Nota: immagini tratte da presentazioni dell'ing. Goretti (S.S.N.), ing. Di Pasquale (S.S.N.), ing. Pecce (Univ. Sannio), ing. Secchi (CNR Padova), ing. Masi (Univ. Basilicata), dal sito www.ingv.it, dal sito <http://www.protezionecivile.regione.umbria.it> e dal web.

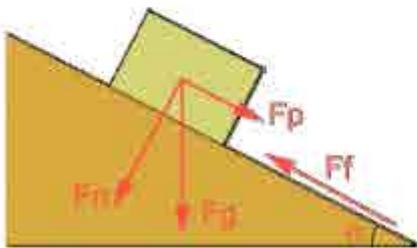
Testo: Petrini-Pinho-Calvi, Criteri di progettazione antisismica di edifici, IUSS Press

16.7 I dissesti dovuti alle frane

Una frana è un movimento di masse di terreno o di roccia costituenti un pendio, limitate da una superficie ben definita, con direzione verso il basso o verso l'esterno del pendio stesso (Varnes 1958).

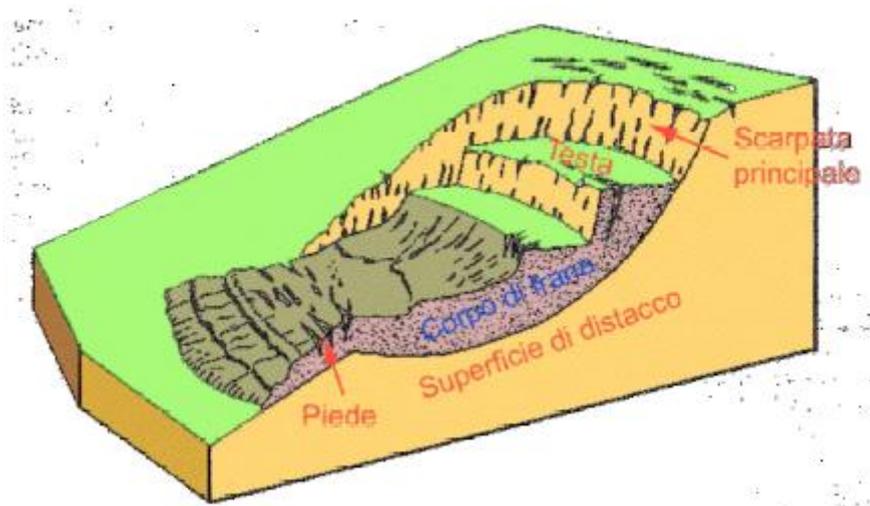
Le frane si manifestano quando la resistenza allo scivolamento del terreno lungo la potenziale superficie di scivolamento è inferiore alla forza di trascinamento del corpo di frana. Lo schema in basso illustra il fenomeno:

Stabilità dei versanti



F_g	Forza peso
F_n	Componente perpendicolare al piano di scorrimento della forza peso
F_p	Componente parallela al piano di scorrimento della forza peso
F_f	Forza di attrito ($= F_n \times C_f$)
C_f	Coefficiente di attrito

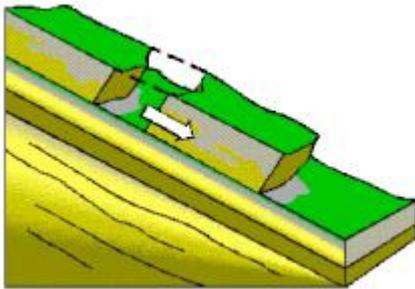
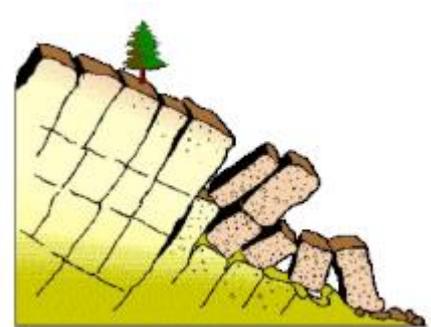
Nella seguente figure sono illustrati gli elementi significativi di una frana:



Secondo la classificazione di Varnes del 1978 esistono 6 tipologie di frane:

- Le frane da crollo
- I ribaltamenti
- Le colate
- Gli scivolamenti
- Le espansioni laterali
- Le frane complesse

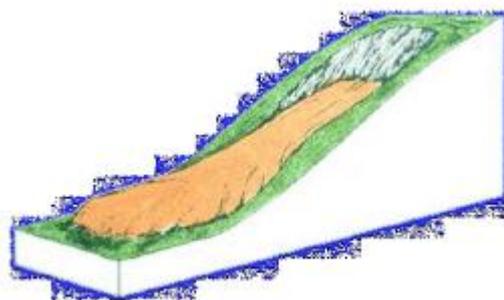
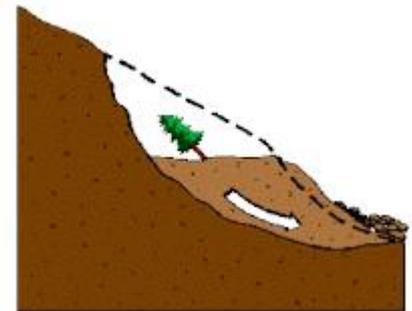
Le frane da **crollò e da ribaltamento** si manifestano prevalentemente in terreni rocciosi molto inclinati e sono molto rapide e con pochi segnali premonitori. I Vigili del Fuoco devono osservare attentamente le forme del territorio e vedere se la zona oggetto di sopralluogo è sede di altri crolli o meno e se sono stati già effettuati interventi di ripristino dei versanti.



Le frane da **scivolamento** possono manifestarsi sia in zone rocciose che lungo versanti caratterizzati da terreni sciolti. Si manifestano lungo piani di scorrimento e di discontinuità per le rocce e lungo superfici concoidi (a "cucchiaio") nelle terre.

Dette frane possono attivarsi a seguito di eventi meteorici

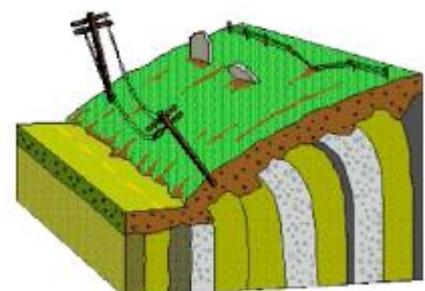
importanti e possono essere caratterizzate anche da velocità di avanzamento notevoli. Possono verificarsi con o senza segnali premonitori. E" comunque bene accertarsi se sono presenti superfici di discontinuità affioranti in superficie e se sono presenti fessurazioni lungo i manti stradali o inclinazioni di pali della luce o disassamenti di steccati o deformazioni significative di muri di sostegno.



Le **colate** possono avvenire sia in roccia (raramente) che in terra. Sono caratterizzate da movimenti piuttosto lenti del terreno e le forme del territorio che ne possono evidenziare la presenza sono le stesse indicate per le frane da scivolamento.

Le **espansioni laterali** sono frane da crollo o da ribaltamento con direzione della caduta verso l"esterno del corpo di frana mentre le frane **complesse** sono quelle caratterizzate da più meccanismi contemporanei.

Oltre alle frane indicate esistono le frane superficiali di cui quella da **creep** sono un esempio. Esse interessano spessori limitati di terreno e possono essere dovute a notevoli deformabilità del terreno (per il creep) o da scivolamenti di modeste coltri di terreno o roccia.



16.8 Il comportamento al fuoco dei materiali

In questa sezione sarà analizzato brevemente il comportamento al fuoco dei quattro materiali utilizzati correntemente nell'edilizia: cemento armato, legno, acciaio e muratura evidenziandone gli aspetti salienti.



Senza dubbio, il **cemento armato** è il materiale il cui comportamento è migliore al fuoco; infatti si può dire che fintanto che non viene raggiunta una temperatura di 500°C dalle barre di armatura non si riscontrano in genere particolari problemi.

Mediante metodi empirici, come quelli riportati nella pubblicazione di cui è riportata la copertina a lato (1950) è possibile risalire alla massima temperatura raggiunta dalla superficie del calcestruzzo durante l'incendio osservandone la colorazione dopo il raffreddamento. Leggendo le prime due colonne della tabella riportata in basso relativa alla malta di cemento, si vede che a circa 300°C essa passa dal colore grigio al colore rosato per poi scurirsi intorno ai 400°C e poi schiarirsi fino al grigio chiaro fino ai 1000°C. Questa indicazione è utile per la valutazione della resistenza del calcestruzzo dopo un incendio. Il colore rosato è indice di un discreto cimento termico ma non di un severo degrado delle proprietà meccaniche.

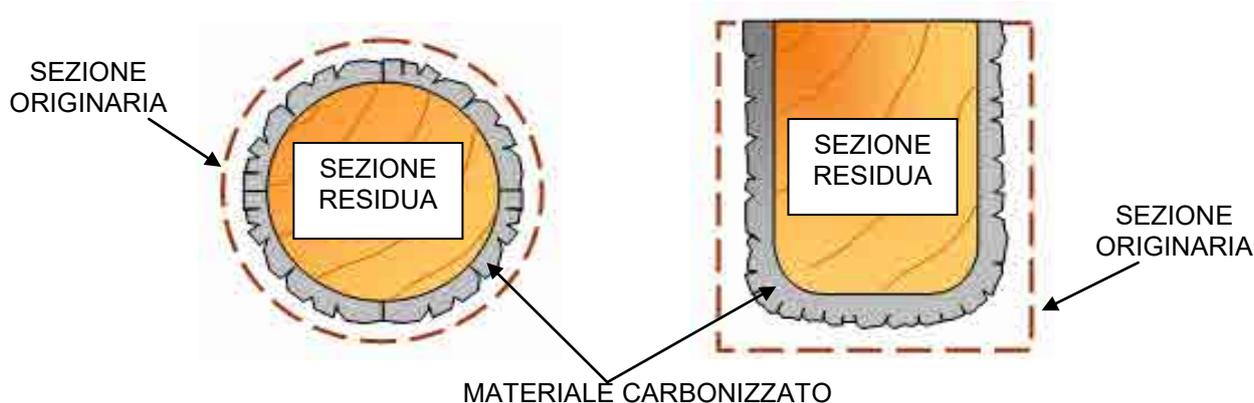
Sempre per il calcestruzzo armato, il fenomeno del distacco esplosivo del copriferro (altrimenti detto "spalling") è un fenomeno pericoloso e indica di un notevole degrado delle proprietà meccaniche. Detto fenomeno si manifesta per effetto del brusco incremento di volume dell'acqua intrappolata nella pasta di cemento all'atto della presa del cemento. La pressione raggiunta dal vapore può determinare la rottura parziale delle sezioni di calcestruzzo con conseguente riduzione delle sezioni resistenti. Il classico crepitio che si ascolta durante un incendio di manufatti in cemento armato è indice di tale fenomeno nonché della rottura delle pignatte di cui sono costituiti i solai.



Particolare attenzione va prestata nei confronti delle strutture prefabbricate: lo scarso grado di vincolo delle membrature costituenti caratteristico delle tipologie costruttive consente alle travi

notevoli allungamenti liberi sui sostegni e quindi non sono rari fenomeni di crollo parziale legati alla perdita degli appoggi anche in fase di raffreddamento. Per tale motivo è bene prestare notevole attenzione anche ad incendio spento!!!

La **muratura** non presenta di per sé grossi problemi se non quelli legati al degrado della malta come per il calcestruzzo mentre le strutture lignee hanno sorprendentemente un comportamento molto buono nei confronti dell'incendio. Il **legno** vede ridursi progressivamente la sua sezione resistente al crescere della temperatura in virtù della carbonizzazione della sua superficie. Proprio lo strato carbonizzato (il cui avanzamento può essere **cautelativamente** assunto pari ad **un millimetro al minuto** in condizioni di incendio standard) riesce a proteggere il cuore incombusto del legno che presenta temperature inferiori a 200°C conservando intatta la resistenza meccanica. In fase di sopralluogo post incendio si dovrebbe decorticare la parte combusta di legno per verificare lo spessore intatto degli elementi strutturali e quindi stimare la capacità portante degli stessi per pianificare gli eventuali interventi urgenti di presidio per la salvaguardia delle strutture. La figura in basso schematizza il processo di carbonizzazione progressiva del legno. È evidenziato con linea tratteggiata il profilo originario delle membrature, lo spessore della parte carbonizzata e il cuore incombusto.



Le **strutture metalliche** presentano un pessimo comportamento al fuoco. Sebbene la loro temperatura critica (ossia temperatura di collasso) si aggiri intorno ai 500°C come per il calcestruzzo, i tempi di riscaldamento ne sono di gran lunga inferiori. Una struttura in acciaio non protetta e sottoposta ad un incendio generalizzato resiste al massimo 10 minuti prima di crollare! L'acciaio, si sa, non si fessura ma si deforma notevolmente se riscaldato. È bene prestare la massima attenzione durante le fasi di spegnimento di un incendio perché i crolli delle strutture metalliche sono molto probabili.

17 LE OPERE PROVVISORIALI NEL SOCCORSO TECNICO URGENTE



“La Casa dell'Oratore ha sofferto moltissimo, e per rendersi alla meglio sicuro ha riparato provisionalmente con de' Puntelli ”

(Terremoto del 30.09.1789 della Valtiberina – testimonianza da Citerna)

17.1 Aspetti generali

Con il termine “opere provvisorie nel soccorso tecnico urgente” ci si riferisce agli insiemi d'interventi urgenti e provvisori necessari per:

- evitare il progredire del danno strutturale (Fig. 17.1);
- e/o per tutelare l'incolumità delle persone (Fig. 17.2);
- e/o per poter riutilizzare rapidamente le strutture che presentano danni localizzati (Fig. 17.3).



Figura 17.1



Figura 17.2



Figura 17.3

Queste opere, possono essere utilizzate non solo per collaborare parzialmente o totalmente alla resistenza degli edifici danneggiati, ma anche per permettere il normale svolgimento di attività ubicate vicino a strutture danneggiate più o meno severamente.

Per ottenere un efficace intervento, è opportuno correlare il tipo di danneggiamento con le tipologie di opere provvisionali da adottare, attraverso un procedimento che si sviluppa secondo queste fasi:

- 1) Riconoscimento della tipologia edilizia;
- 2) Valutazione dell'entità del danno;
- 3) Riconoscimento del meccanismo di danno;
- 4) Valutazione della necessità dell'intervento provvisorio, sulla base di 1) e 2)
- 5) Individuazione della tipologia d'intervento provvisorio;
- 6) Realizzazione dell'opera provvisorio.

Le fasi 1, 2, 3 e 4 sono state già trattate nei capitoli precedenti, in questo capitolo si affronta l'aspetto relativo all'individuazione del più idoneo intervento provvisorio, una scelta che dovrà avvenire all'interno delle seguenti tipologie:

- Puntelli;
- Tiranti;
- Cerchiature;
- Demolizioni.

17.2 Puntelli

I puntelli sono elementi provvisori di sostegno alla costruzione danneggiata. Si tratta di aste sollecitate esclusivamente o prevalentemente a compressione (vedi Fig. 17.4)



Figura 17.4

Una prima classificazione, basata sul tipo di resistenza offerta, porta a dividere questi elementi in

- puntelli di ritegno (vedi Fig 17.5a);
- puntelli di sostegno (vedi Fig. 17.5b).

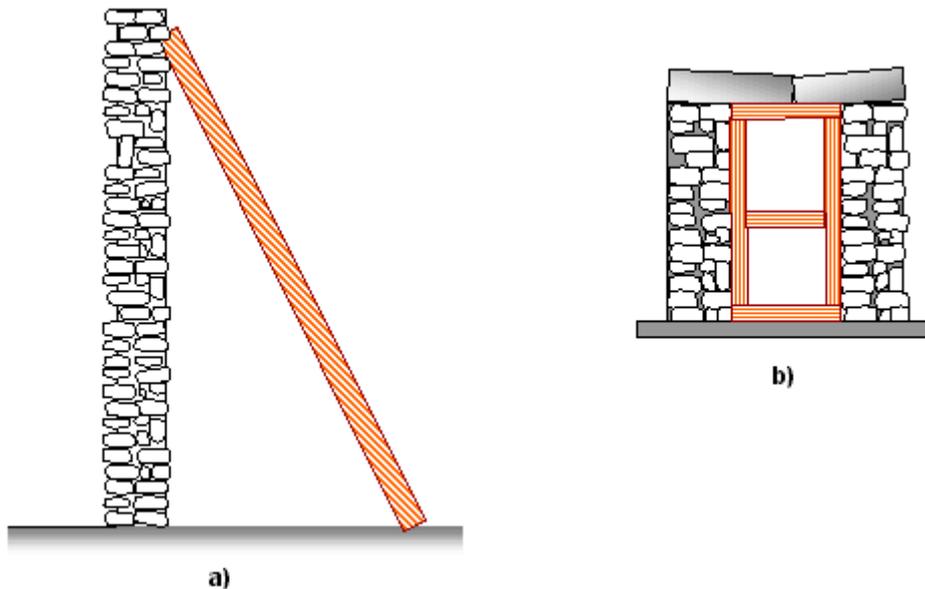


Figura 17.5

I puntelli di ritegno hanno lo scopo di opporsi ad eventuali cedimenti che possono manifestarsi con rotazioni o ribaltamenti di parti strutturali, mentre i puntelli di sostegno si oppongono alle traslazioni verticali della struttura o di una sua parte.

Una seconda classificazione prende, invece, in considerazione la loro inclinazione. Questo criterio, porta all'individuazione di due tipi di puntelli:

- puntelli verticali;
- puntelli inclinati.

Generalmente, i puntelli di sostegno sono verticali e realizzati con materiali tradizionali: legno, acciaio e in muratura. Spesso si ricorre all'utilizzo di puntelli commerciali in acciaio, i quali

presentano notevoli vantaggi per rapidità e praticità nell'installazione (vedi Fig. 17.3 e Fig. 17.6 quando le altezze in gioco non superano i 4 m, essendo concepiti specificamente per assolvere tale funzione. Una buona alternativa, anche se più complicata perché prevede una messa in opera più lenta, è rappresentata dai sostegni in legno (vedi Fig. 17.7).



Figura 17.6



Figura 17.7

Si fa ricorso alla muratura, quasi esclusivamente per gli interventi di puntellamento dei vani finestra e delle aperture in genere, per i quali questa tipologia, applicata in forma di tamponatura, resta tra le più efficienti nei confronti della resistenza globale della struttura (Vedi Fig. 17.8).



Figura 17.8

Generalmente si ricorre ai puntelli di sostegno per sostenere solai e architravi dissestati (vedi Fig. 17.3) o per supportare colonne o pareti che hanno subito una perdita della loro capacità portante. Un particolare tipo di puntelli di sostegno è rappresentato dai sistemi di centinatura per archi e volte (vedi Fig. 17.9, Fig 17.10 e Fig 17.11)

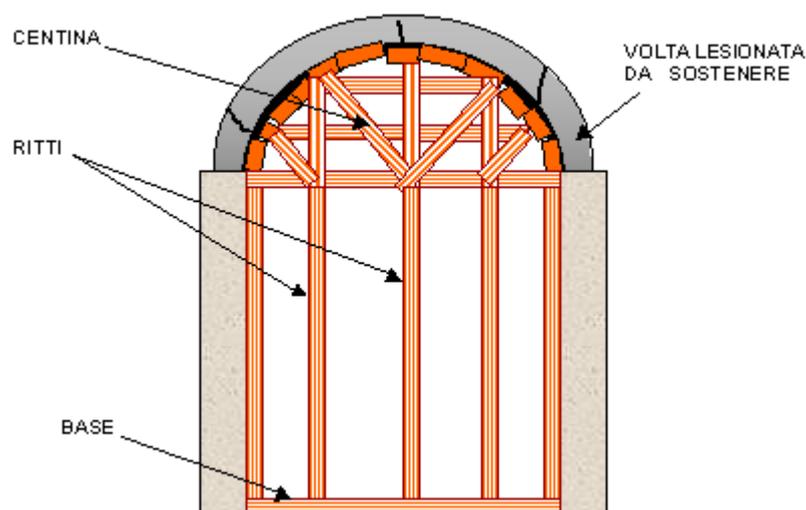


Figura 17.9

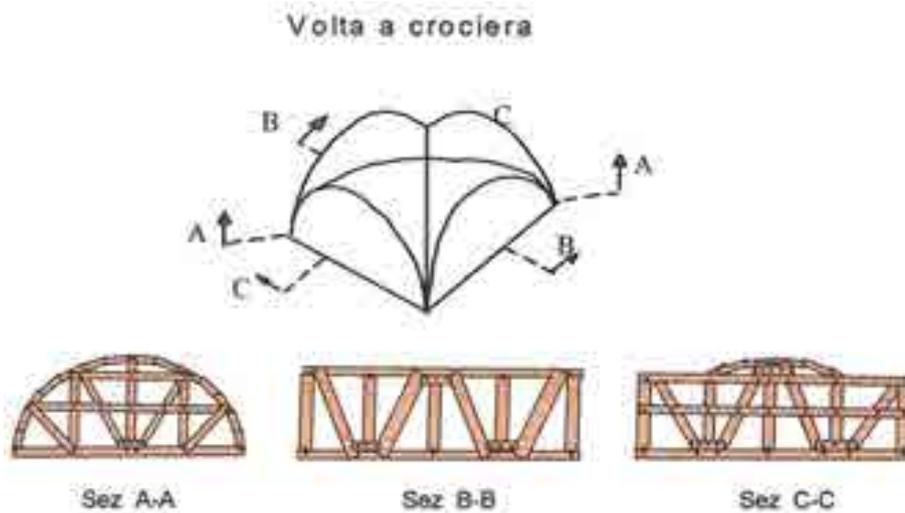


Figura 17.10

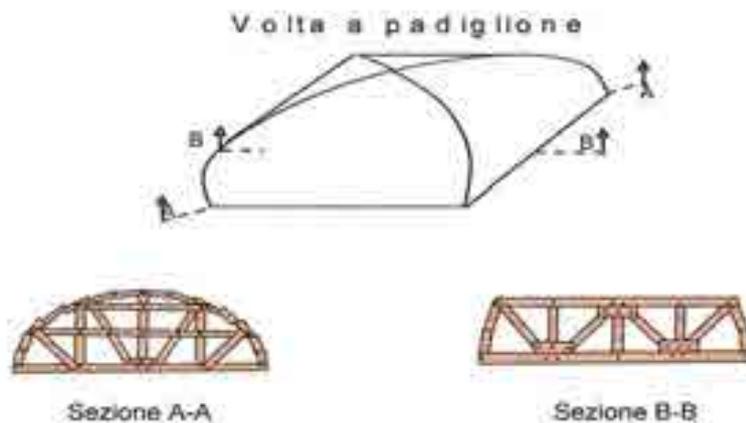


Figura 17.11

I puntelli di ritegno sono generalmente puntelli inclinati utilizzati per contrastare meccanismi di ribaltamento di pareti e, più in generale, di meccanismi di collasso globale dell'intera struttura (vedi Fig. 17.12. San Paolo ad Peltuinum loc. Prata d'Ansionia (AQ). Sisma in Abruzzo del 6/6/09)).



Figura 17.12

La complessità della soluzione è legata all'entità e, soprattutto, al meccanismo di collasso che il sistema di puntellamento deve contrastare, nonché all'opera oggetto dell'intervento, passando dal puntello isolato sino alla realizzazione di vere e proprie strutture reticolari (vedi Fig. 17.13).

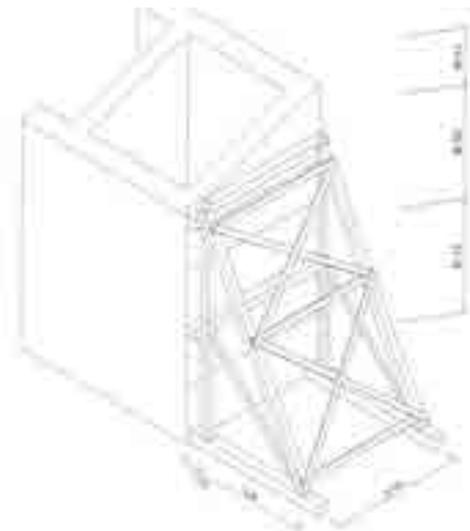


Figura 17.13

Il materiale più utilizzato per questo tipo di intervento è senza dubbio il legno, generalmente preferito per ragioni di praticità, montaggio e costo alle tipologie in acciaio. Il ricorso a queste ultime è in genere riservato alle situazioni più impegnative. Il legno utilizzato, generalmente di abete, essendo sollecitato di punta, deve essere sempre di prima scelta a fibra dritta. È importante, inoltre, la mancanza di spaccature, la compattezza delle fibre dritte e la limitatezza dei nodi, mentre è essenziale la robustezza e stagionatura del legname, quando ha funzione di ripartizione di sforzi concentrati, come nel caso dei dormienti (vedi Fig. 17.14).

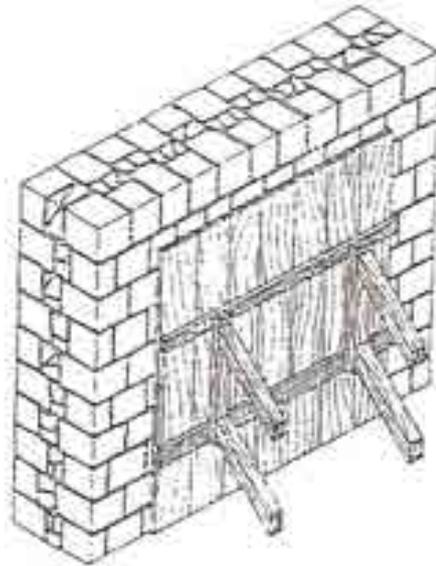


Figura 17.14

Frequente è l'utilizzazione di puntelli di contrasto, disposti tra l'immobile danneggiato e l'immobile eventualmente posto di fronte, contando sulla capacità di quest'ultimo di assorbire le spinte statiche determinate dal meccanismo di collasso attivato nell'immobile danneggiato e quelle dinamiche prodotte da scosse sismiche (vedi Fig. 17.15). Il vantaggio di questo sistema risiede nel fatto che, a differenza del sistema dei puntelli inclinati, non è di ostacolo alla viabilità ma presenta l'inconveniente di produrre effetti di martellamento tra gli edifici messi a contrasto.

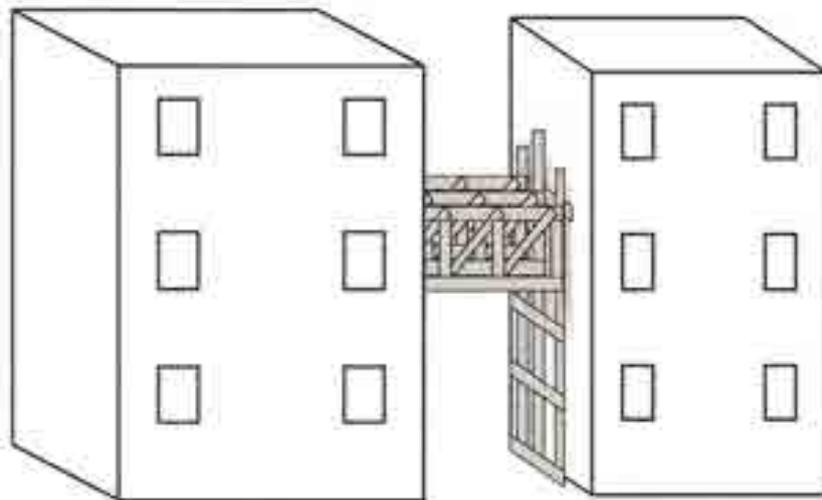


Figura 17.15

17.2.1 Accorgimenti tecnici nell'utilizzo dei puntelli

Nell'intervento di puntellamento, è necessario tener conto di una serie di aspetti tecnici che, se trascurati, renderebbero inefficace l'intervento. Allo stesso tempo, questi problemi possono essere brillantemente affrontati e risolti attraverso dei semplici accorgimenti.

Si pensi, ad esempio, al pericolo di instabilità del puntello al carico di punta. Il rimedio, in questo caso, è rappresentato dalla aggiunta di elementi d'irrigidimento (rompitratte) che rendono il puntello meno esposto al pericolo di instabilità flessionale (vedi Fig. 17.16)

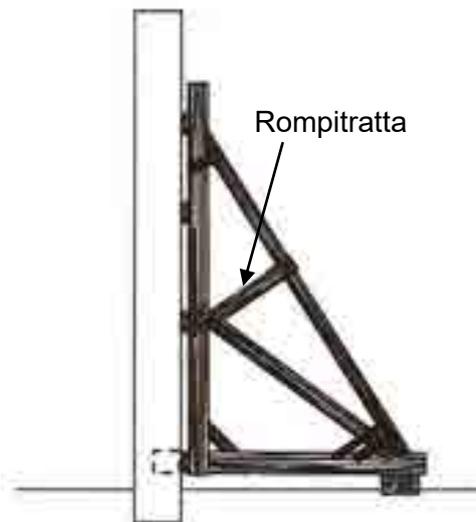


Figura 17.16

Un altro aspetto da considerare è il rischio di scorrimento lungo il muro di un puntello inclinato. Anche in questo caso la soluzione è semplice, basta irrigidire i nodi ed ancorare al muro alcuni organi della puntellatura (vedi Fig. 17.16 e Fig. 17.17)



Figura 17.17

Un grave limite del legno, è rappresentato dalla notevole variazione di volume che subisce al variare del grado d'umidità nell'aria. Queste variazioni, oltre un certo limite di altezza, risultano incompatibili per i puntelli. Per questa ragione, quando l'intervento riguarda altezze superiori a 6 – 7 metri, si preferisce ricorrere ad elementi metallici (vedi Fig. 17.18)

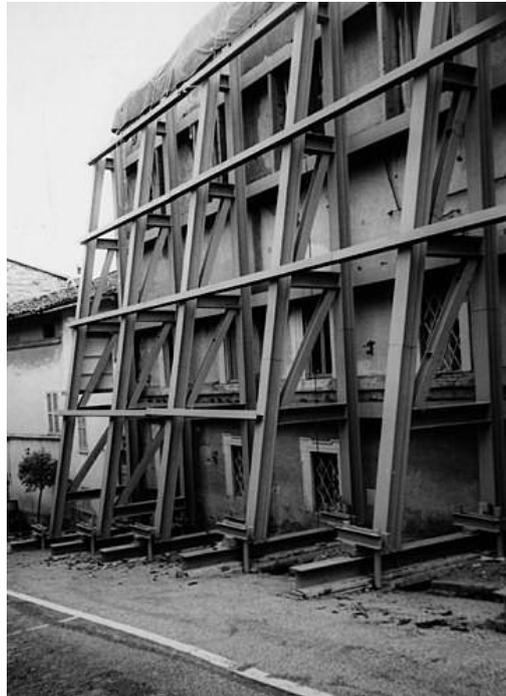


Figura 17.18

Occorre, inoltre, richiamare l'attenzione sulla necessità di evitare di trasmettere, attraverso la testa del puntello, elevate tensioni sul muro. A tale scopo, si frappone un dormiente tra la testa del puntello ed il paramento murario (vedi Fig. 17.14), con la funzione di ripartire l'azione su di un'area maggiore, riducendo così le tensioni sul muro.

Analogamente, il piede del puntello dovrà trovare una sede ampia, capace di abbassare il più possibile le tensioni sul terreno, per renderne trascurabili le deformazioni (vedi Fig. 17.19)

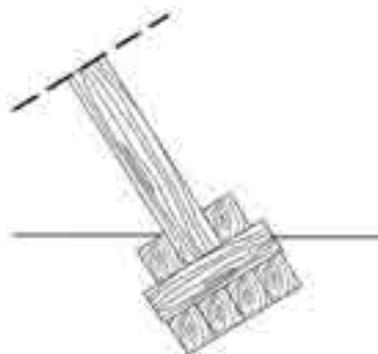


Figura 17.19

La testa del puntello, oltre ad essere a contatto con il dormiente, dovrà essere sempre posizionata in corrispondenza degli incroci murari (solaio – vedi Fig. 17.20 e/o muro di spina). Qualora ciò non fosse verificato, si parlerebbe di puntello applicato in “falso” che potrebbe causare, soprattutto in presenza di un’azione sismica, uno sfondamento del muro.

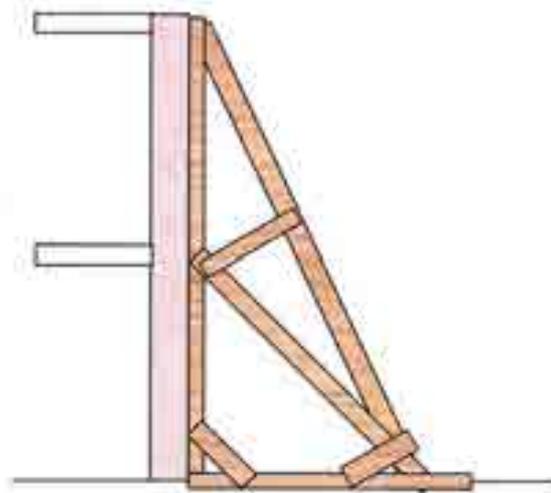


Figura 17.20

Quando s'interviene per un cedimento di un solaio posto ad un piano intermedio, non si può limitare l'intervento al solo solaio danneggiato, perché verrebbe messa a rischio la stabilità strutturale del solaio sottostante. È necessario, in questo caso, innalzare i puntelli di sostegno, partendo dal piano più basso fino a raggiungere il solaio danneggiato (vedi Fig. 17.21).

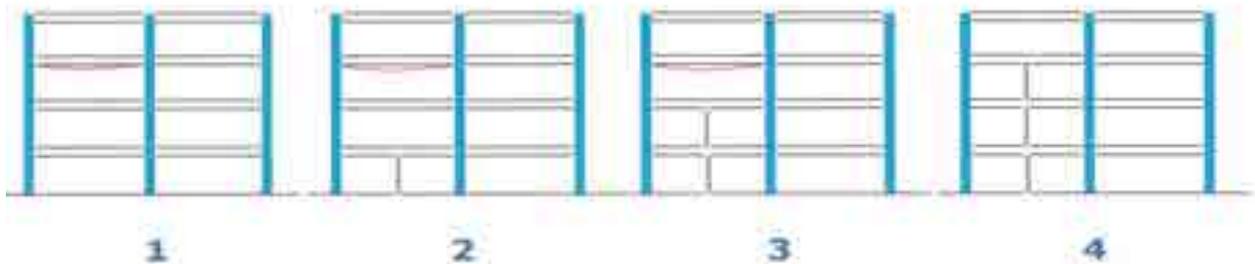


Figura 17.21

17.2.2 Esempi applicativi

Si riportano in questo paragrafo, alcuni esempi di puntellamenti di ritegno, effettuati durante un'emergenza sismica.

Il primo esempio riguarda il caso di distacco iniziale di una parete dal fabbricato (vedi Fig. 17.22).

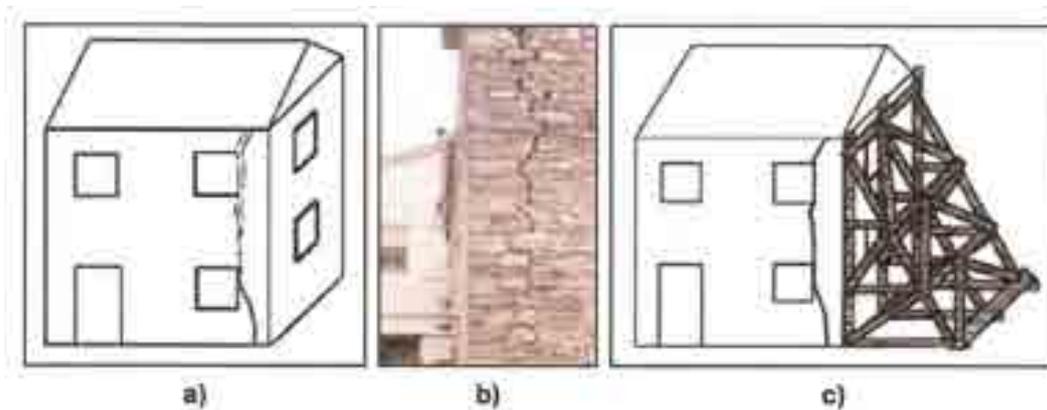


Figura 17.22

L'intervento proposto è il puntellamento della parete, che per altezze non superiori ai 6-7 metri, potrà essere realizzato in legno, mentre per altezze superiori diventerà necessario il ricorso agli elementi metallici. Questo intervento ha lo scopo di evitare il ribaltamento della parete fino a quando non saranno realizzati gli interventi definitivi di consolidamento strutturale.

Il secondo esempio riguarda il caso di lesione d'angolo di un edificio (vedi Fig. 17.23)

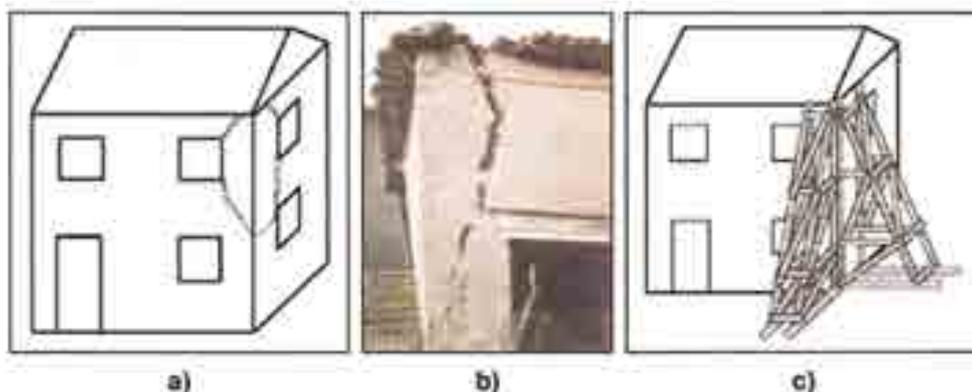
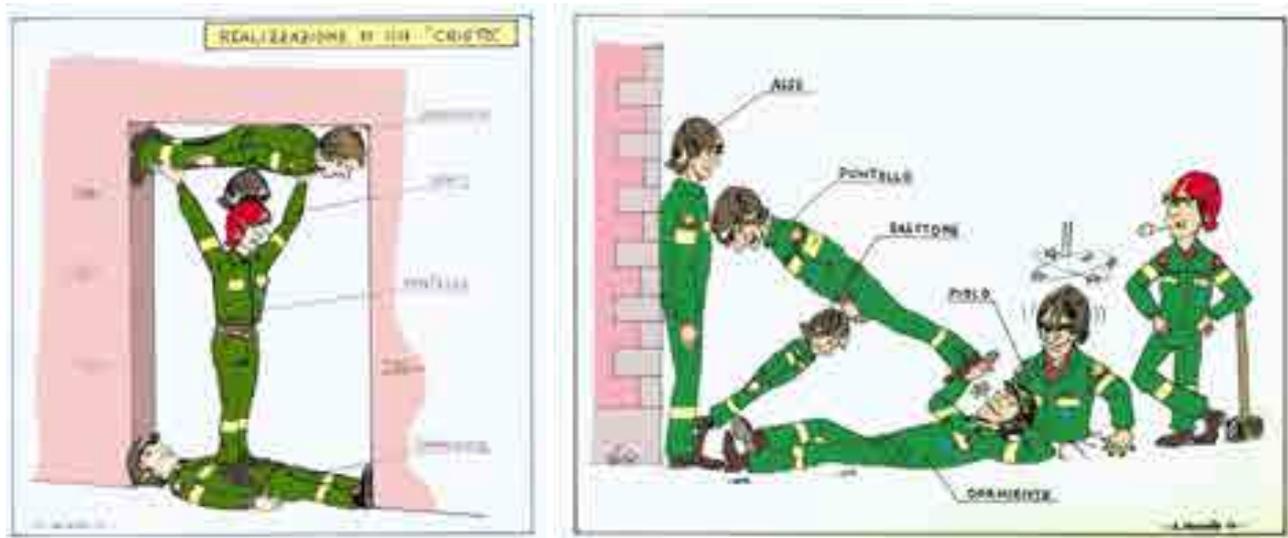


Figura 17.23

L'intervento proposto in questo caso, è il puntellamento delle due pareti interessate dal dissesto, per un'estensione limitata alla zona interessata dalla lesione. L'intervento ha lo scopo di evitare il crollo della massa muraria coinvolta dal dissesto, fino a quando non saranno eseguiti i lavori di ripristino definitivi. Sull'uso dei materiali, valgono le stesse considerazioni espresse nel caso precedente.

17.3 Dettagli costruttivi dei puntellamenti in legno (esercitazioni)



La fase esercitativa del corso prevede la realizzazione delle quattro tipologie di puntellamenti appresso elencate. Nelle pagine successive sono riportati gli schemi costruttivi da riprodurre a cura degli allievi per la corretta esecuzione delle opere:

- 1 puntellamento di ritegno di una parete;
- 2 puntellamento di sostegno di un arco.
- 3 puntellamento di sostegno di un solaio;
- 4 sbadacchiatura di un'apertura;

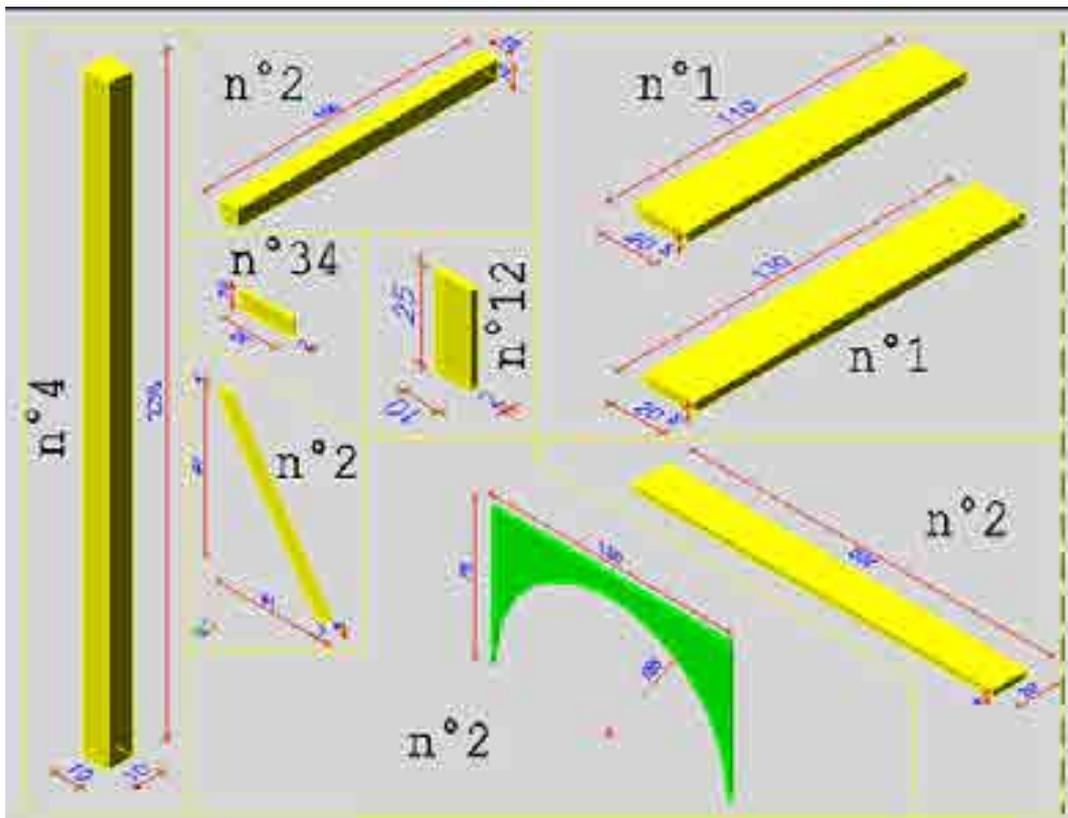
Per l'esecuzione dei puntellamenti di piattabande ed archi, **in caso di indisponibilità di strutture dal vero**, è possibile ricorrere a sagome lignee di cui si forniscono i particolari costruttivi e la distinta dei materiali.

Isola di puntellamento di un arco: realizzazione delle sagoma

Vista assonometrica



Distinta dei materiali

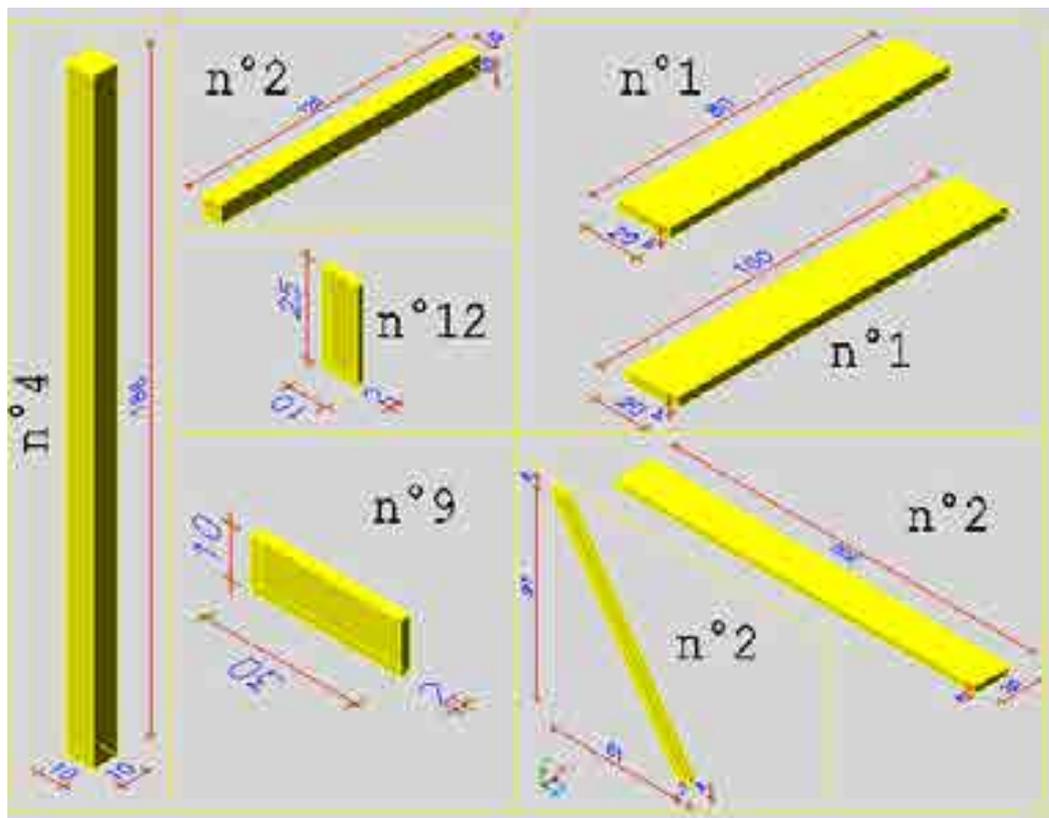


Isola di puntellamento di una piattabanda: realizzazione delle sagoma

Vista assonometrica



Distinta dei materiali

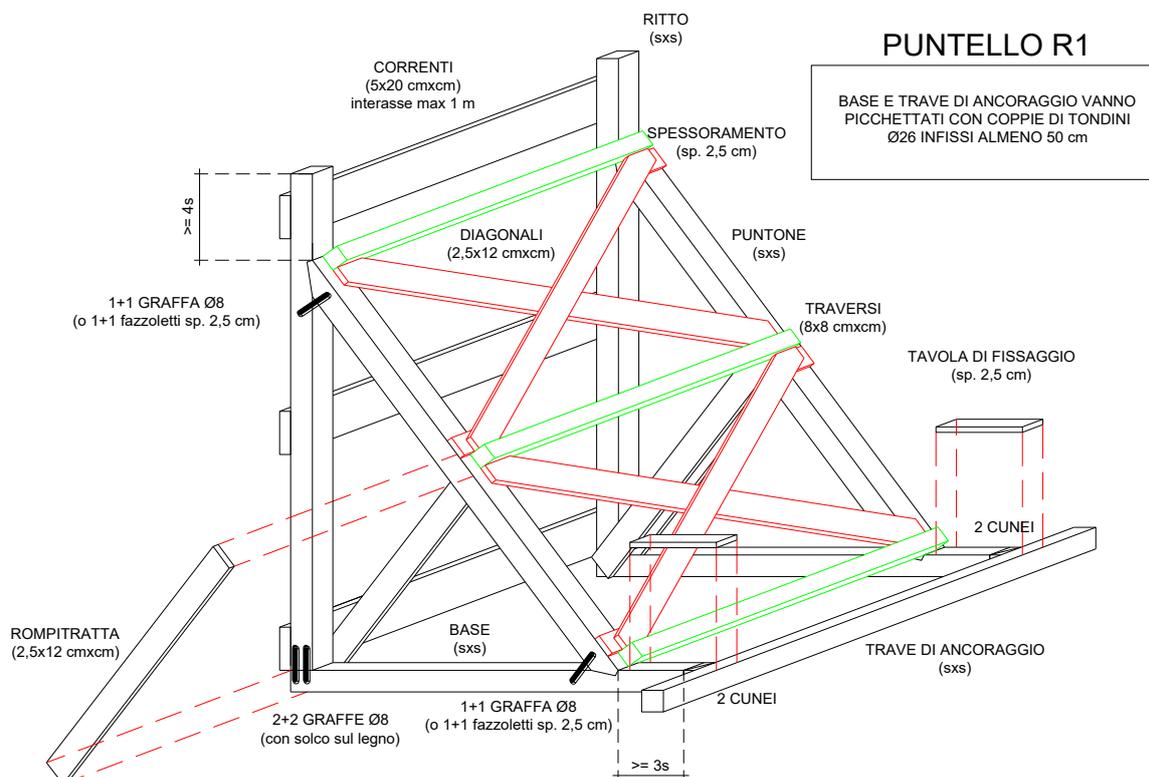


Esercizio n. 1: realizzazione di un puntellamento di ritegno di una parete in rotazione.

Per la corretta realizzazione di un puntello di ritegno deve essere utilizzata l'allegata scheda STOP PR. Gli allievi devono essere in grado di effettuare l'intervento provvisionale. In figura è rappresentato un esempio di corretta realizzazione dell'intervento (Sant'Eusanio Forconese (AQ) – sisma in Abruzzo del 6/4/09).



Gli allievi dovranno essere in grado di realizzare lo schema R1 su base d'appoggio rappresentato in figura:

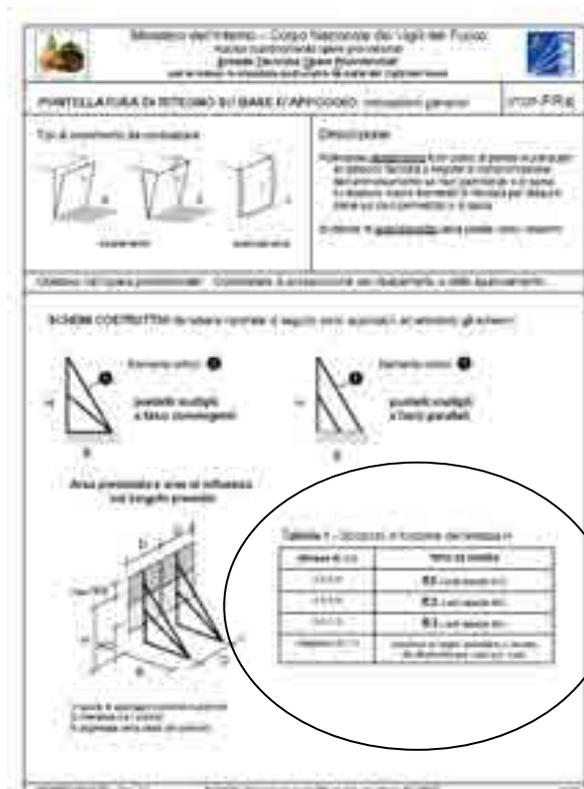
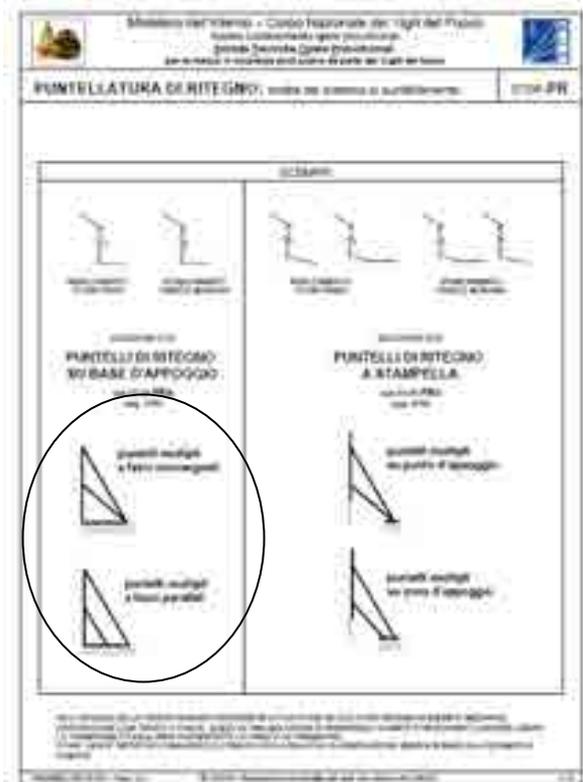


Si ritiene utile fornire indicazioni esemplificative sul corretto uso della scheda STOP PR suddividendo la realizzazione dell'intervento per macro-fasi (da 1 a 5).

Fase 1. Scelta della tipologia costruttiva.

In caso di possibilità di realizzazione della base in piano si scelgono gli schemi di sinistra, in caso contrario si guarda a destre.

Base di appoggio in piano →



Fase 2: determinazione della quota di appoggio del puntone superiore

Nota la quota "H" si determina la tipologia di puntello (H1, H2 o H3).

Classificazione del puntello in funzione dell'altezza

Fase 3. Acquisizione di dati di ingresso

E' necessario determinare lo spessore massimo della parete da presidiare nonché la zona sismica in cui viene realizzato il contrasto. Si ricorda che in Italia sono indicate 4 zone sismiche in ordine di pericolosità decrescente. Si rimanda al capitolo 3 ed per l'individuazione della zona sismica

Fase 4. Dimensionamento del puntello

La base del puntello deve essere tale da portare l'inclinazione del puntello in un campo variabile tra 45° e 60° rispetto all'orizzontale (pendenza 1/1 fino a 2/1).

Nel caso in esame, per un puntello in piano R1 (fino a 3 metri di altezza), in zona sismica 1 con spessore di muratura inferiore a 60 cm, base da 2,5 m e interasse di 2 metri, è necessario impiegare puntelli 13x13 cmxcm. Sono fornite le indicazioni dimensionali per ogni componente il puntello.

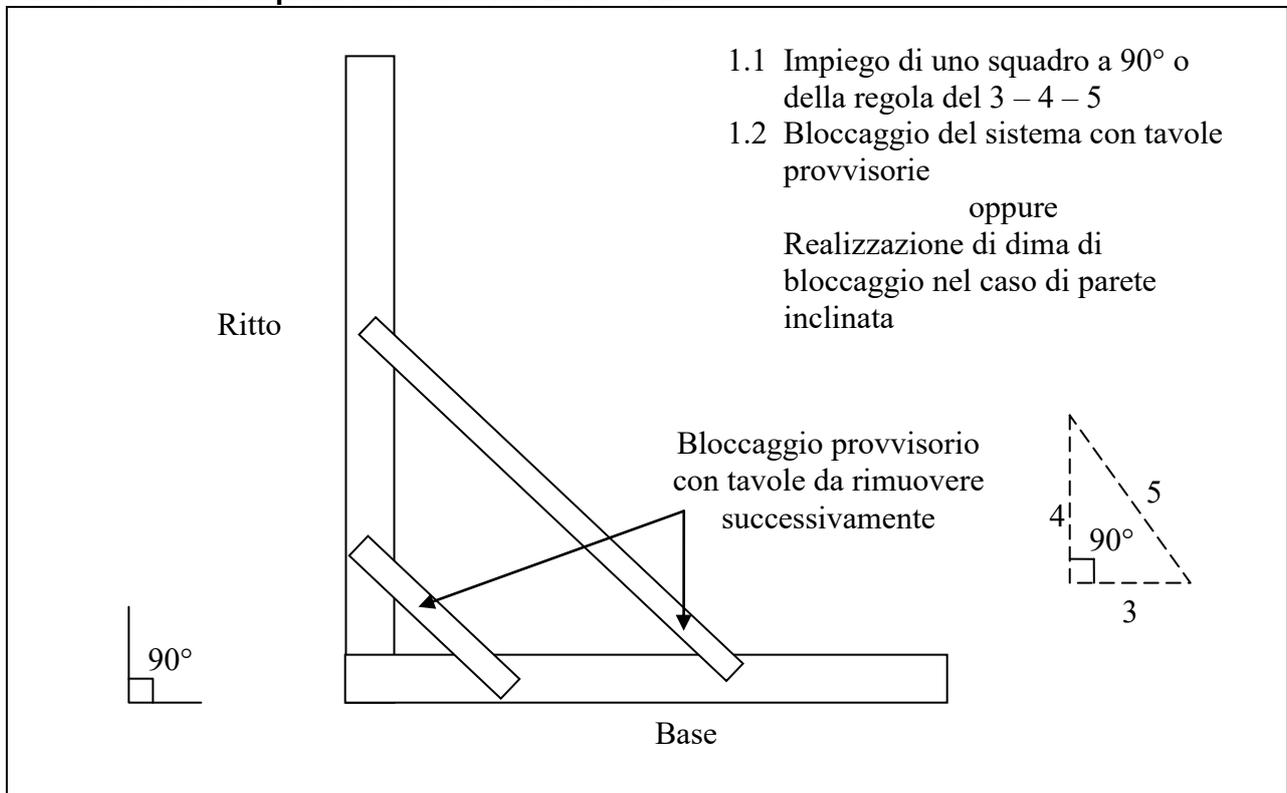
Fase 5. Realizzazione dell'opera

La scheda riporta i particolari costruttivi per la realizzazione dei nodi e dei vincoli a terra.

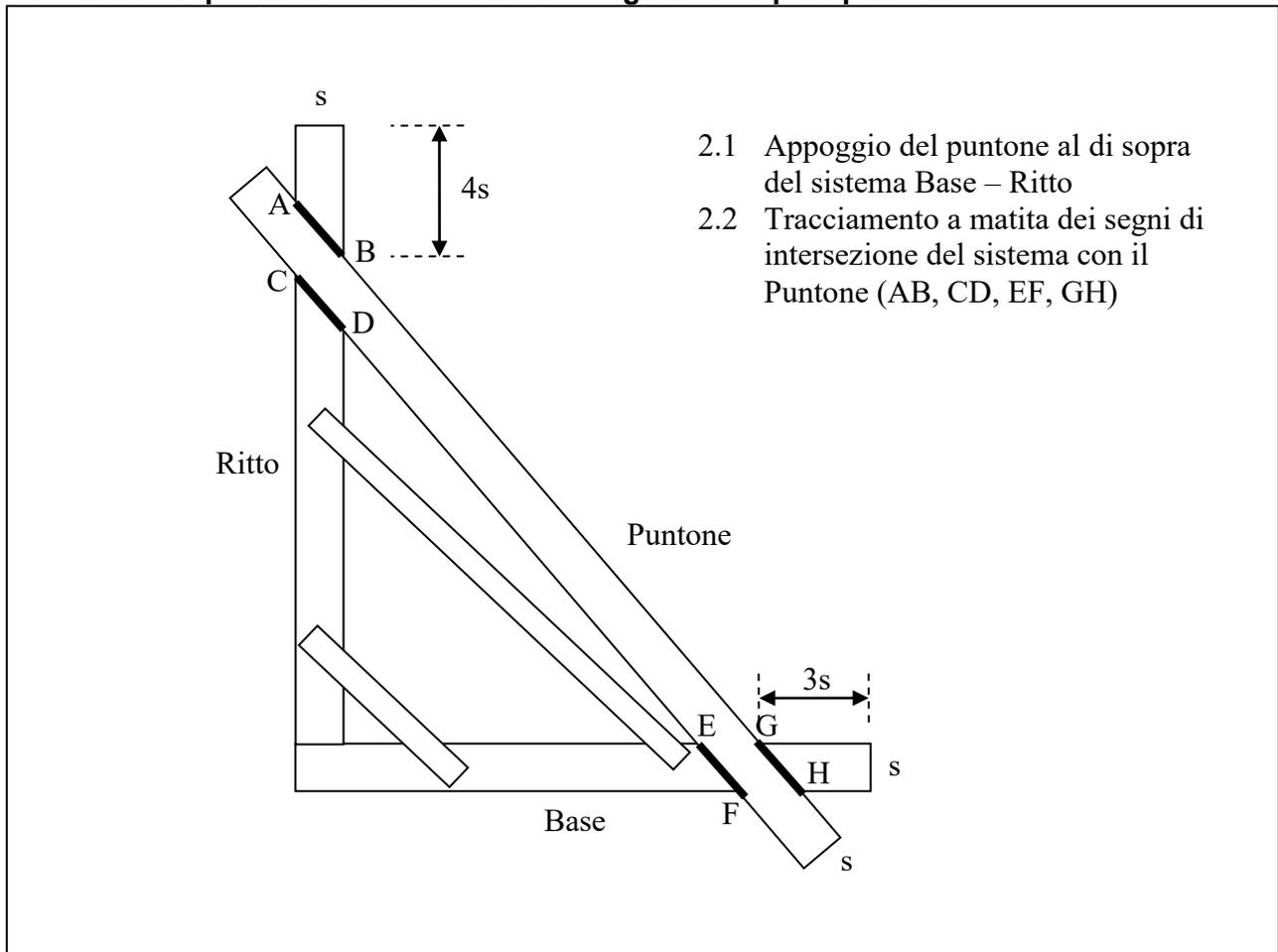
Procedura per la realizzazione del sistema Base - Ritto - Puntone per i puntelli di cui alla scheda STOP PR

Il puntello viene costruito a terra, montato a distanza dalla parete oggetto di intervento e poi spinto in posto su rulli costituiti da tubi metallici tipo Innocenti.

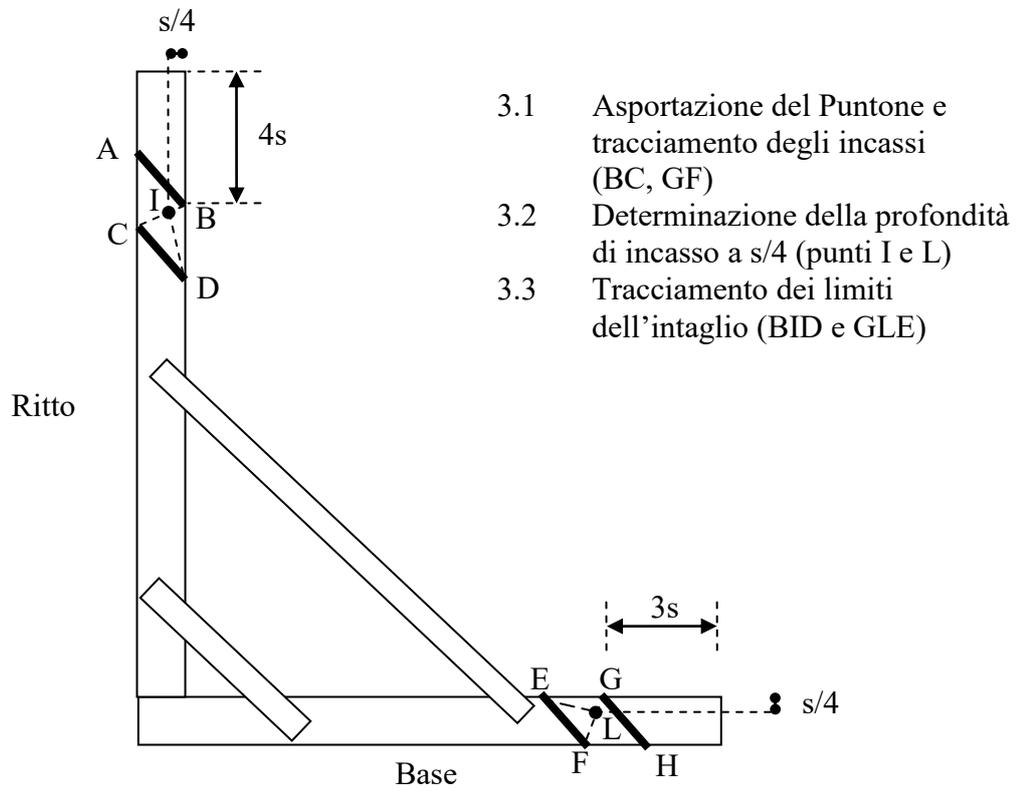
Fase 1: Messa in squadro del sistema Base - Ritto



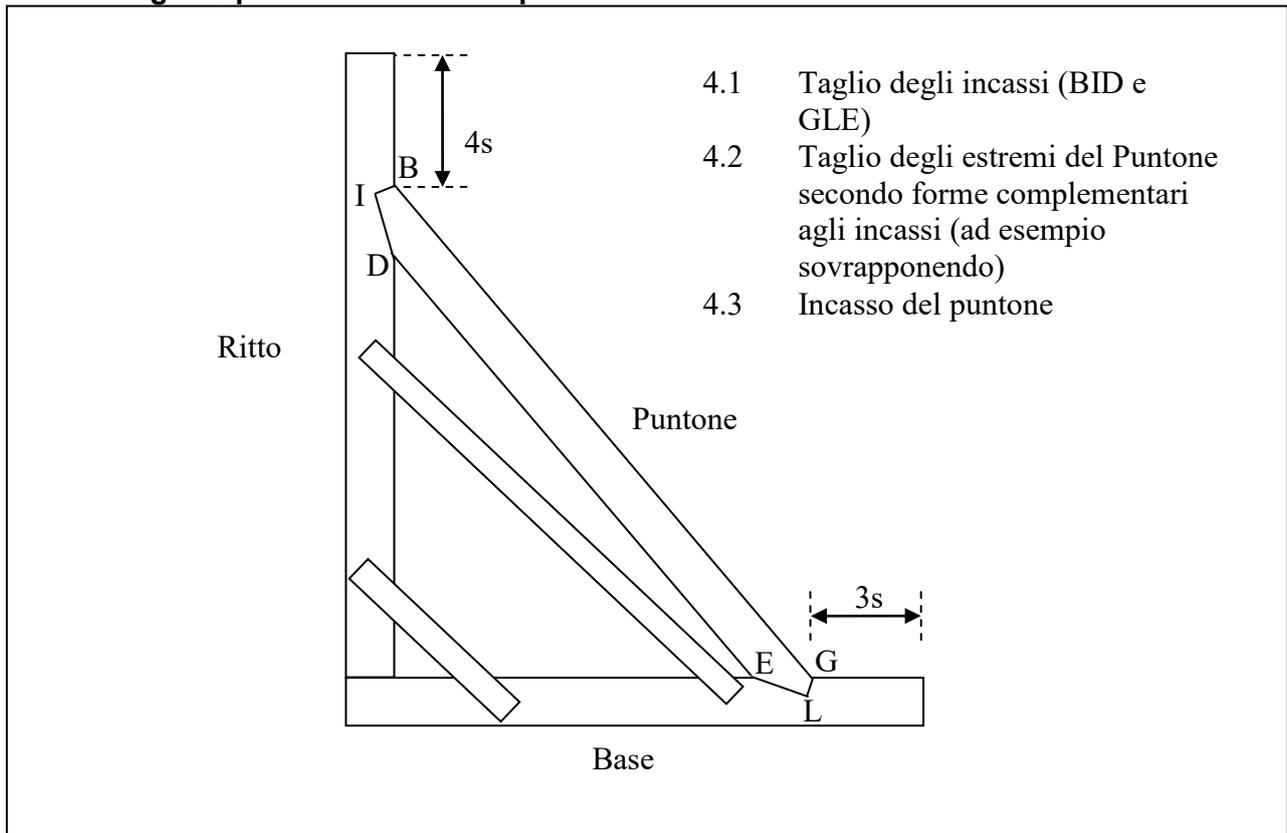
Fase 2: Predisposizione del tracciamento degli incassi per i puntone



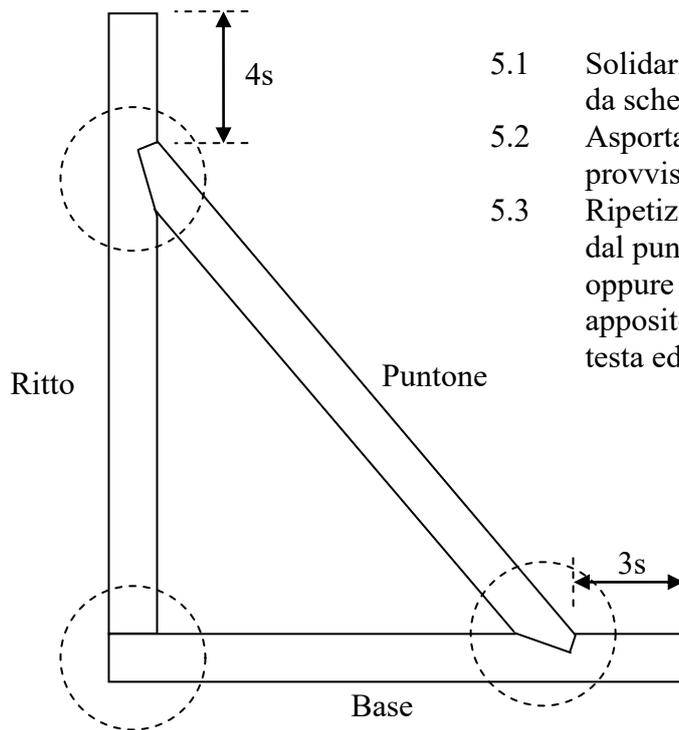
Fase 3: Tracciamento degli incassi per i puntone



Fase 4: Taglio e posizionamento del puntone



Fase 5: Solidarizzazione dei nodi ed asportazione delle tavole provvisorie

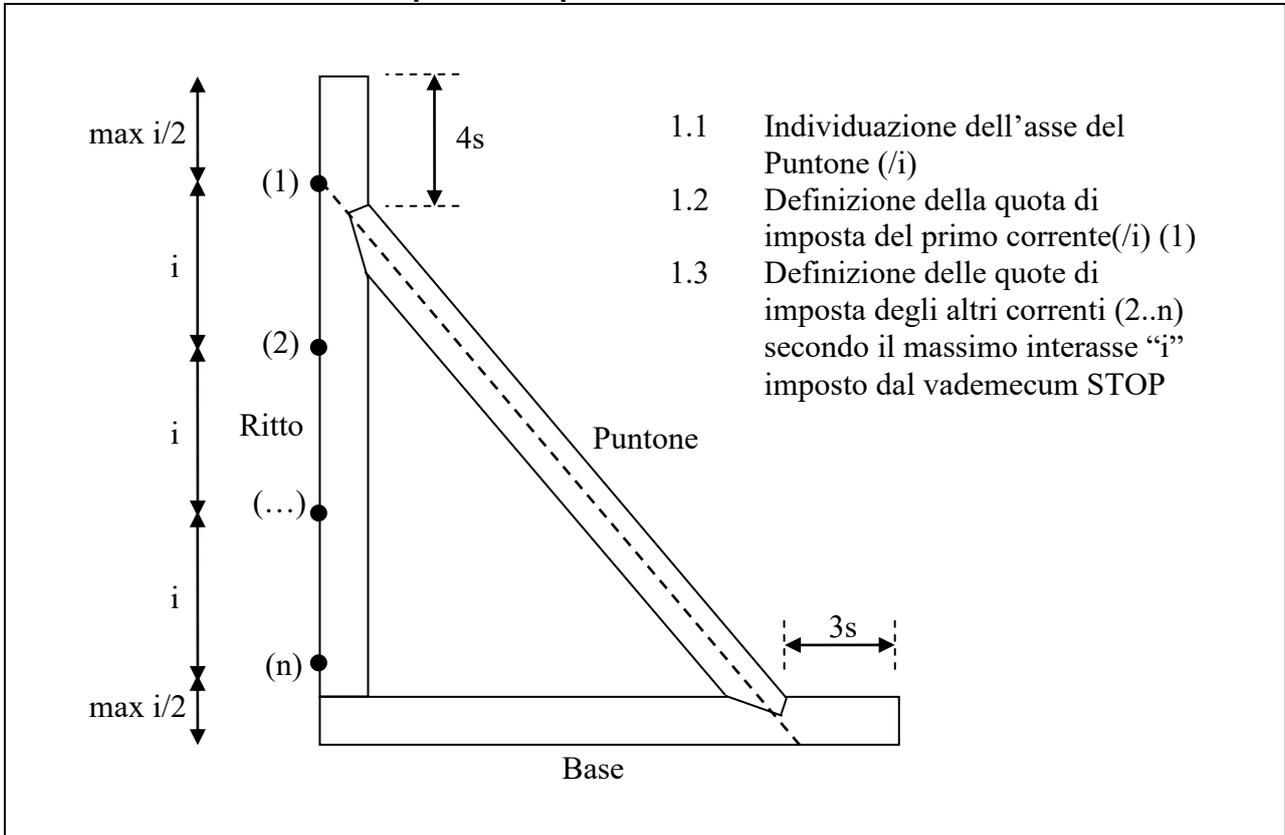


- 5.1 Solidarizzazione dei nodi come da scheda STOP PR
- 5.2 Asportazione delle tavole provvisorie
- 5.3 Ripetizione del procedimento dal punto 2 per ulteriori Puntone oppure predisposizione di apposite dime degli incassi in testa ed al piede

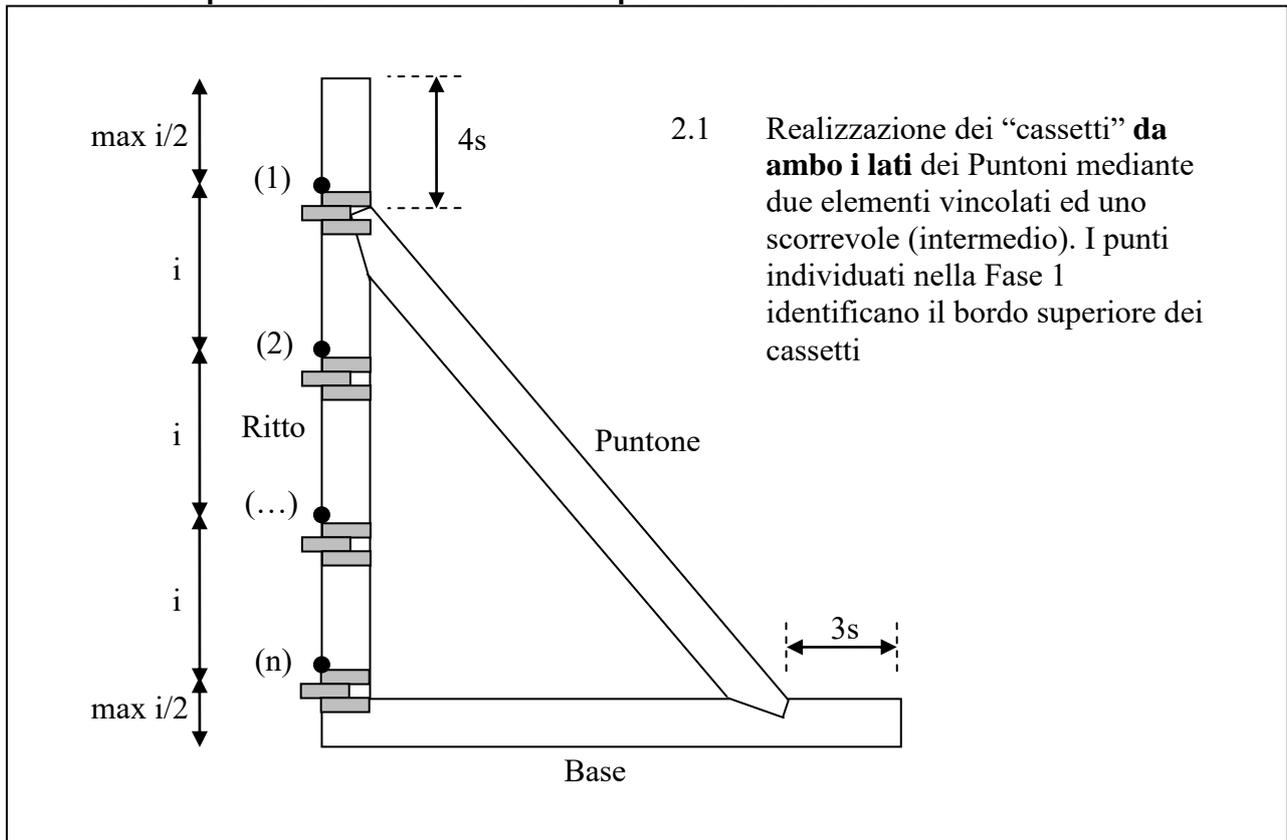
Procedura per la realizzazione dei correnti a tergo del puntello

Con il puntello posto non in aderenza alla parete da presidiare, si realizzano i “cassetti” di posizionamento dei correnti a cui si vincolano le tavole di ripartizione tagliate secondo l'interasse dei puntelli.

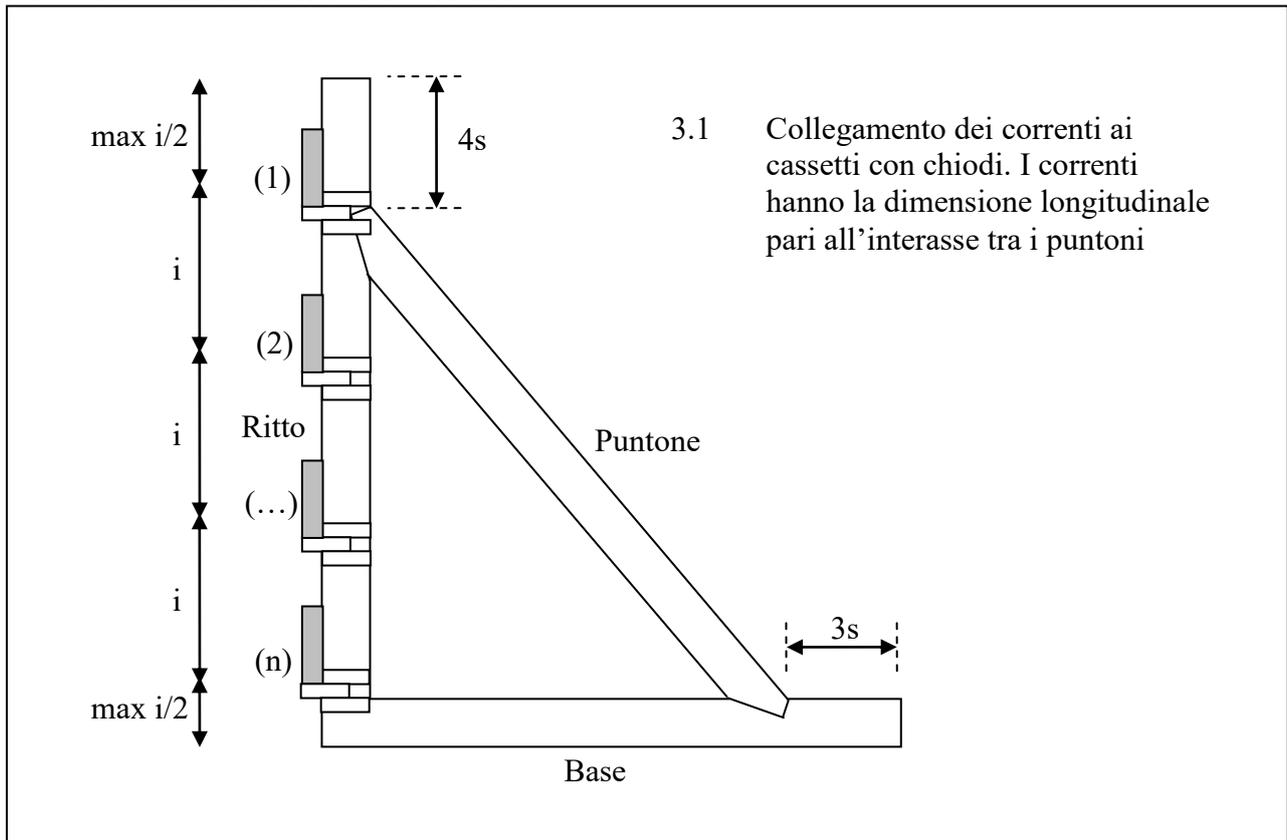
Fase 1: Individuazione delle quote di imposta dei correnti



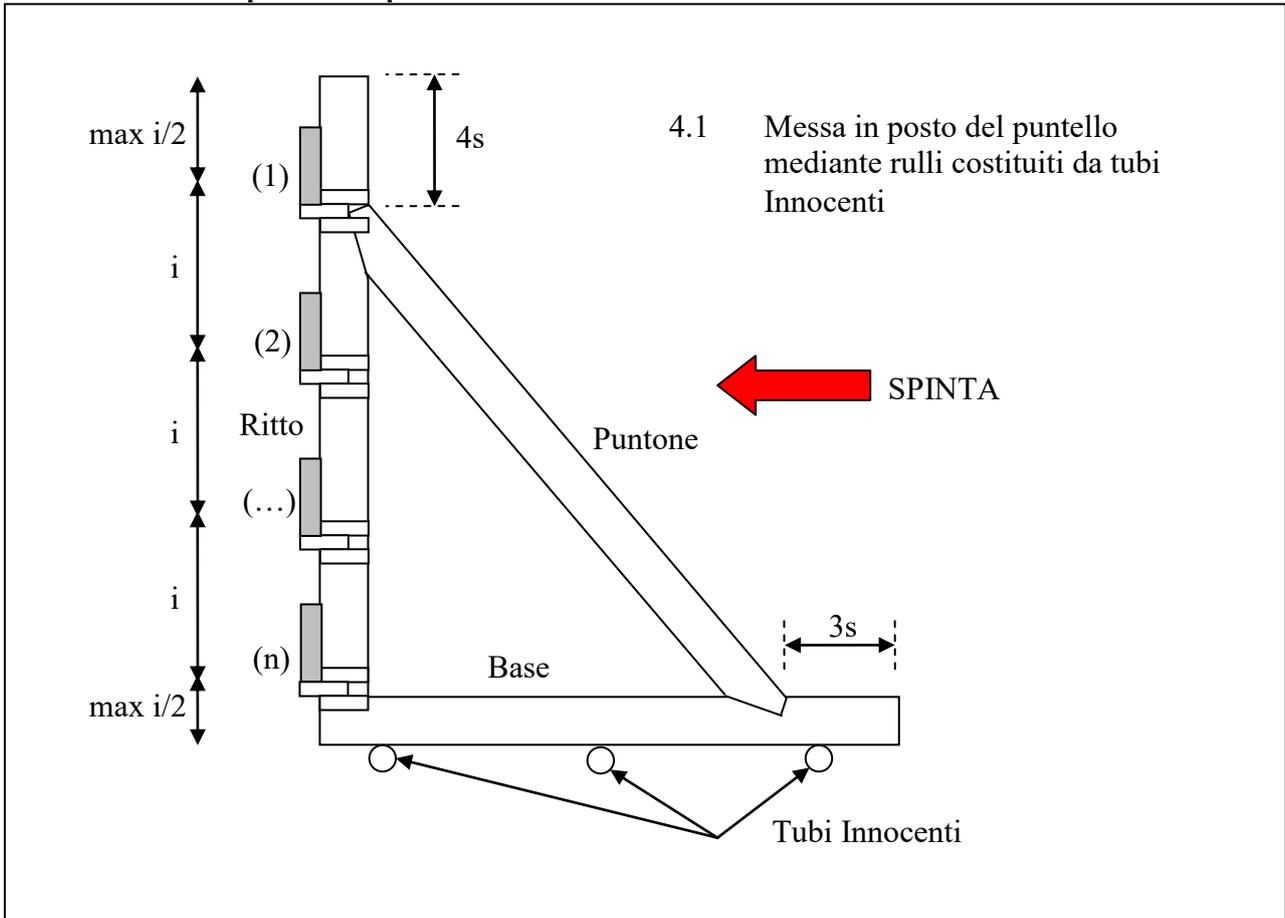
Fase 2: Predisposizione dei "cassetti" di imposta dei correnti



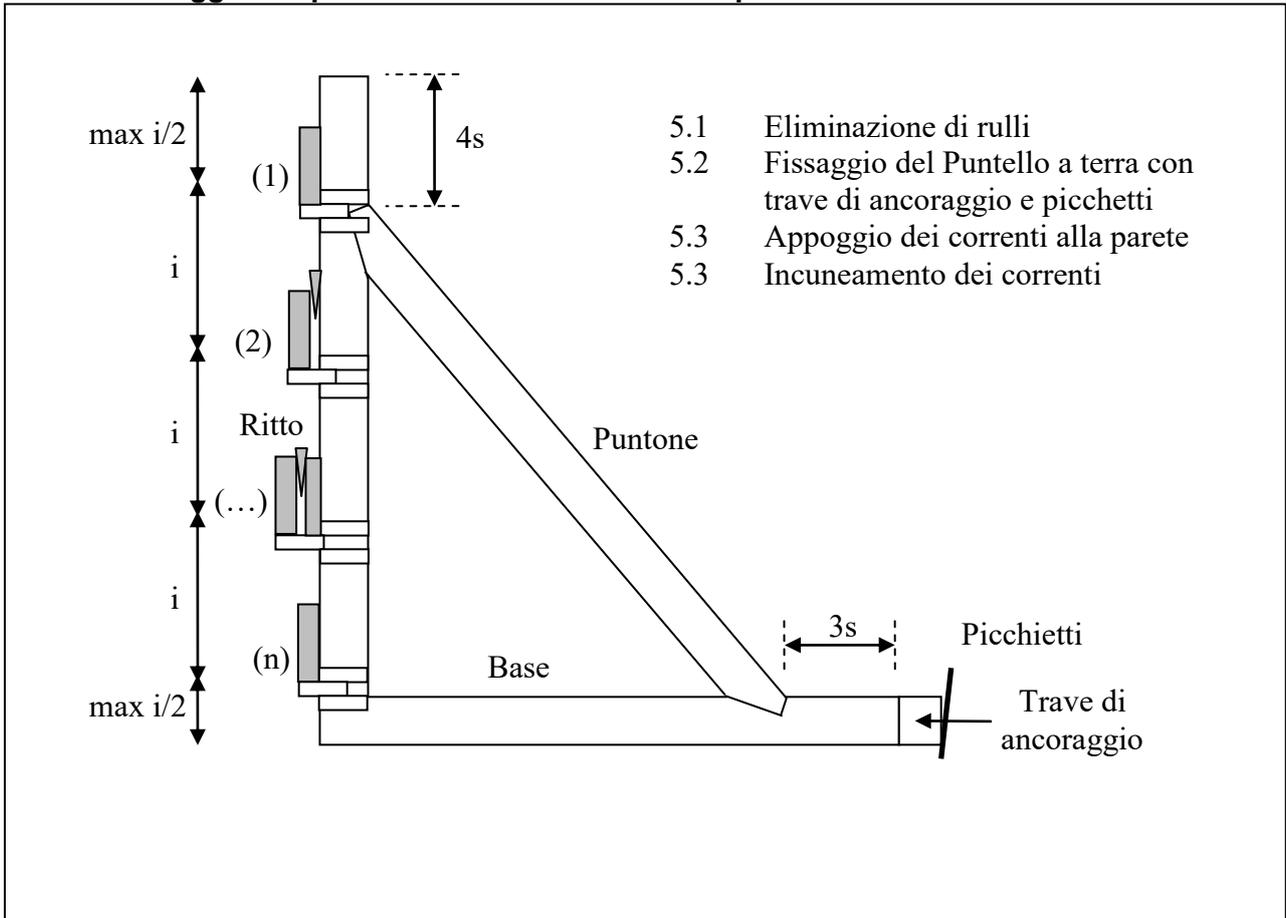
Fase 3: Posizionamento dei correnti



Fase 4: Messa in posto del puntello

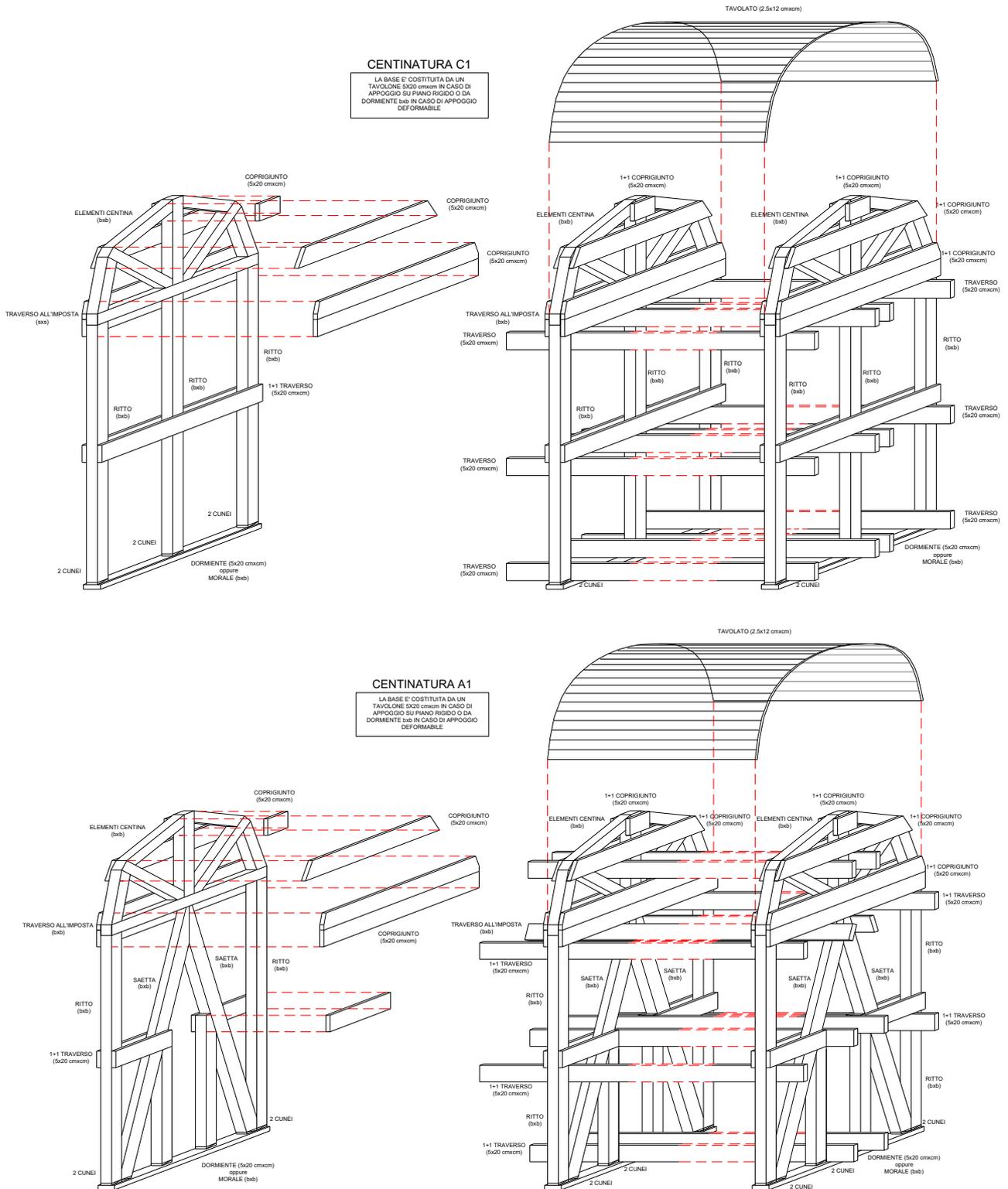


Fase 5: Fissaggio del puntello ed incuneamento dei puntelli



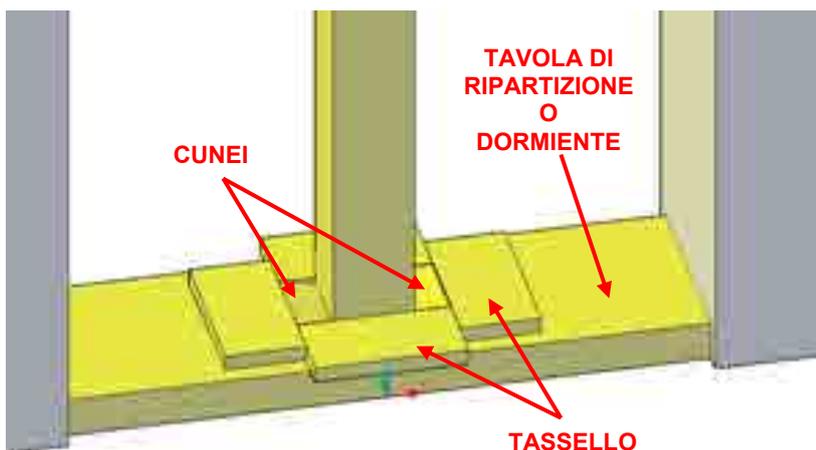
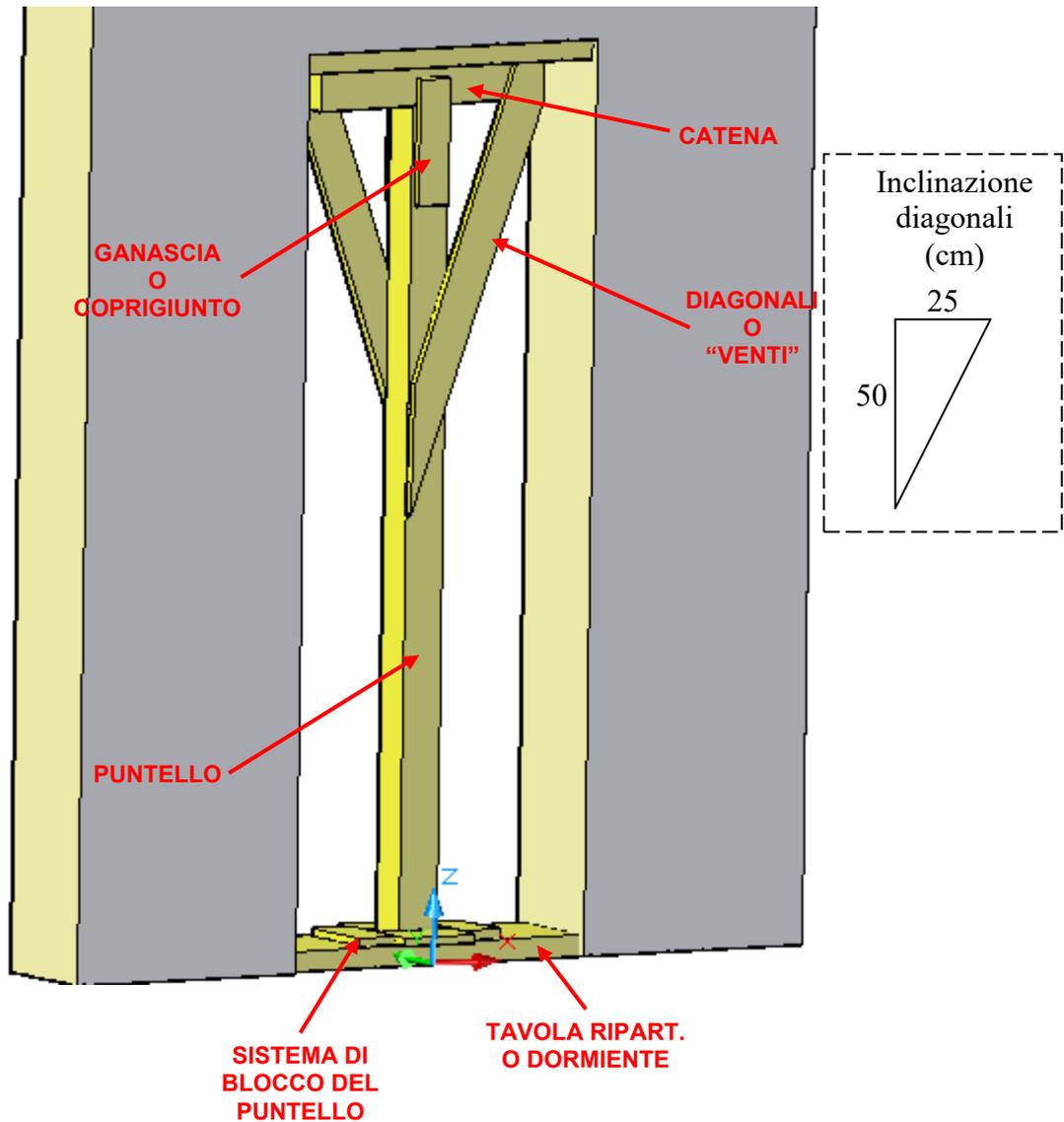
Esercizio n. 2: realizzazione di un puntellamento di un arco.

In figura è rappresentato il corretto schema di realizzazione di una struttura di sostegno di un arco (altrimenti detta "centina") a varco aperto (A1) o a varco chiuso (C1). Gli allievi devono essere in grado di riprodurre in opera entrambi gli schemi seguendo la scheda STOP SV.



Esercizio n. 3: realizzazione di un puntellamento di un solaio.

La scheda STOP PS ha la funzione di descrivere le modalità di realizzazione di puntelli in acciaio o in legno a sostegno di solai. Vista la natura "basica" del presente corso, si ritiene di rimandare lo studio della scheda citata a corsi specialistici e di descrivere qualitativamente la realizzazione dell'intervento mediante il seguente schema di puntello in legno (si ricordino gli accorgimenti di cui al paragrafo 17.2.1 sulla corretta sequenza di realizzazione degli interventi).

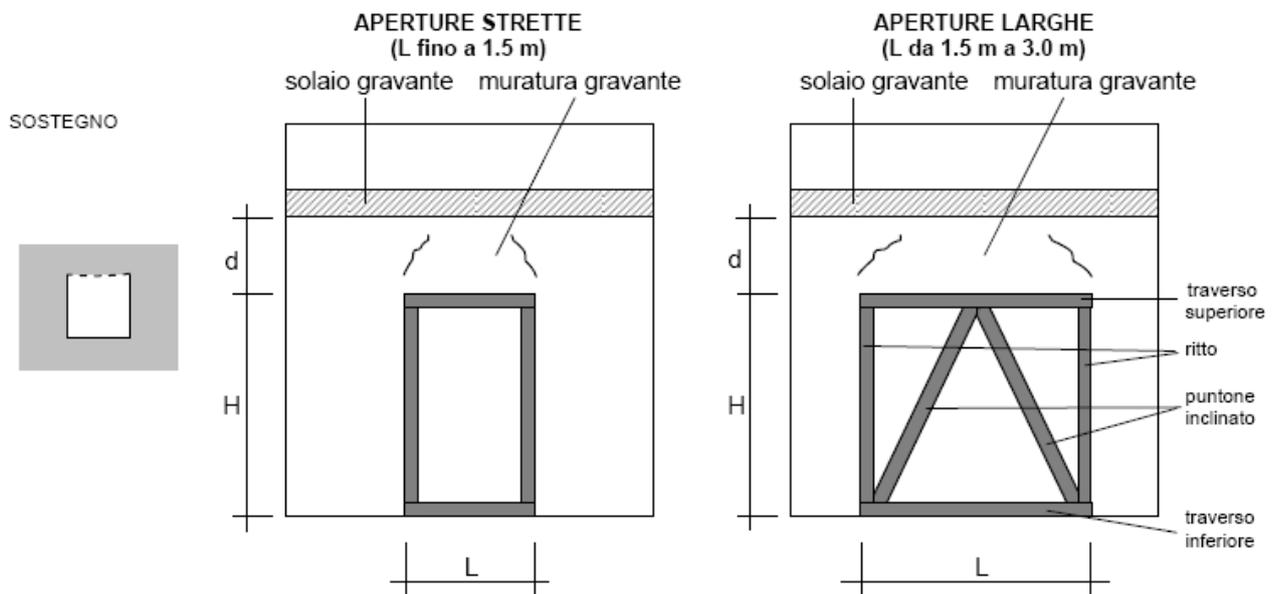


Particolare del sistema di fissaggio alla base del puntello.

Esercizio n. 4: realizzazione di una sbadacchiatura di un'apertura.

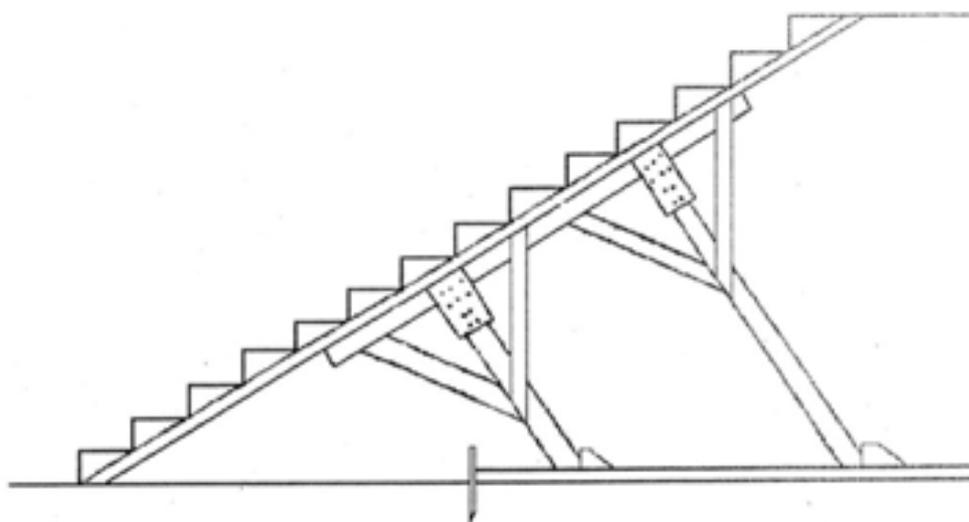
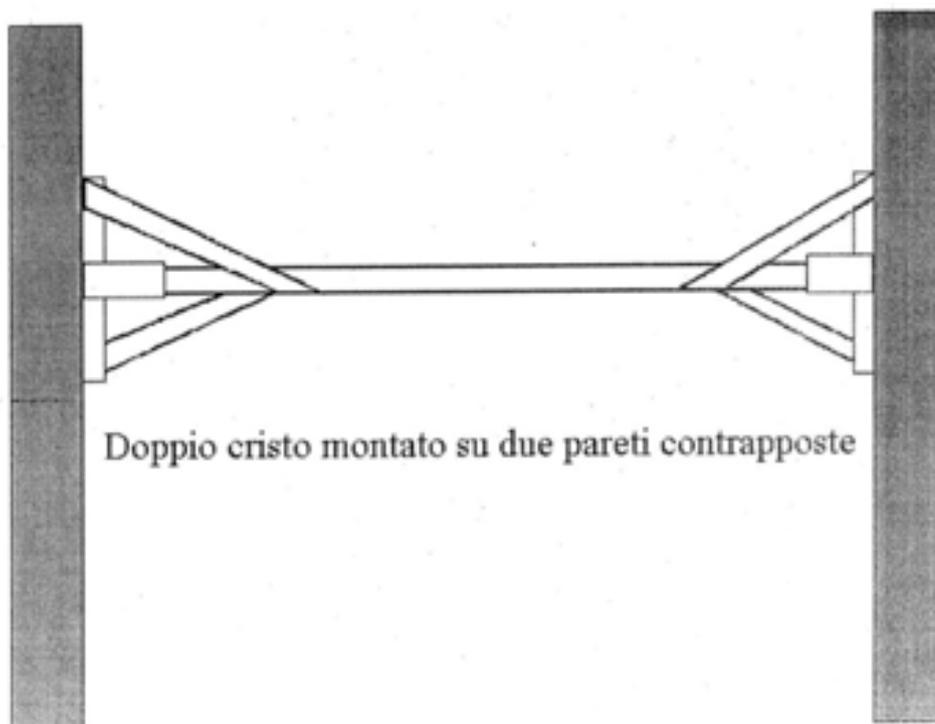
Per la corretta definizione di sbadacchiature di vani con piattabande pericolanti o con fenomeni di dissesti da taglio la scheda di riferimento è la STOP SA.

Gli allievi dovranno essere in grado di realizzare gli schemi di seguito realizzati, previsti ni caso di cedimento di piattabande, potendo suddividere in due riquadri la sagoma prevista per l'esercitazione mediante un elemento orizzontale a metà quota. Per l'esecuzione dell'esercitazione si potrà prescindere dalle indicazioni dimensionali riportate.



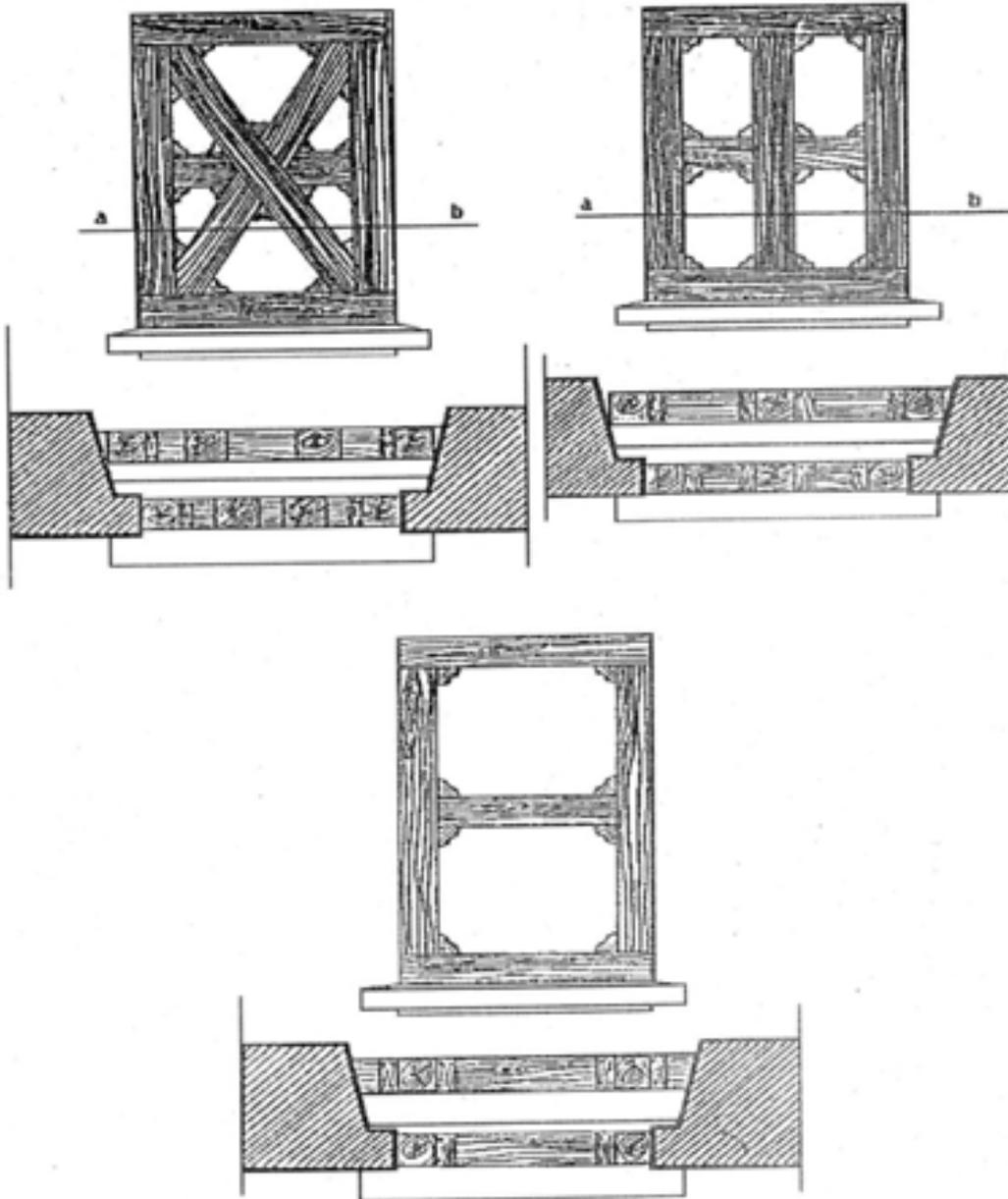
Realizzazioni di opere provvisorie “tradizionali” da parte dei VV.F.

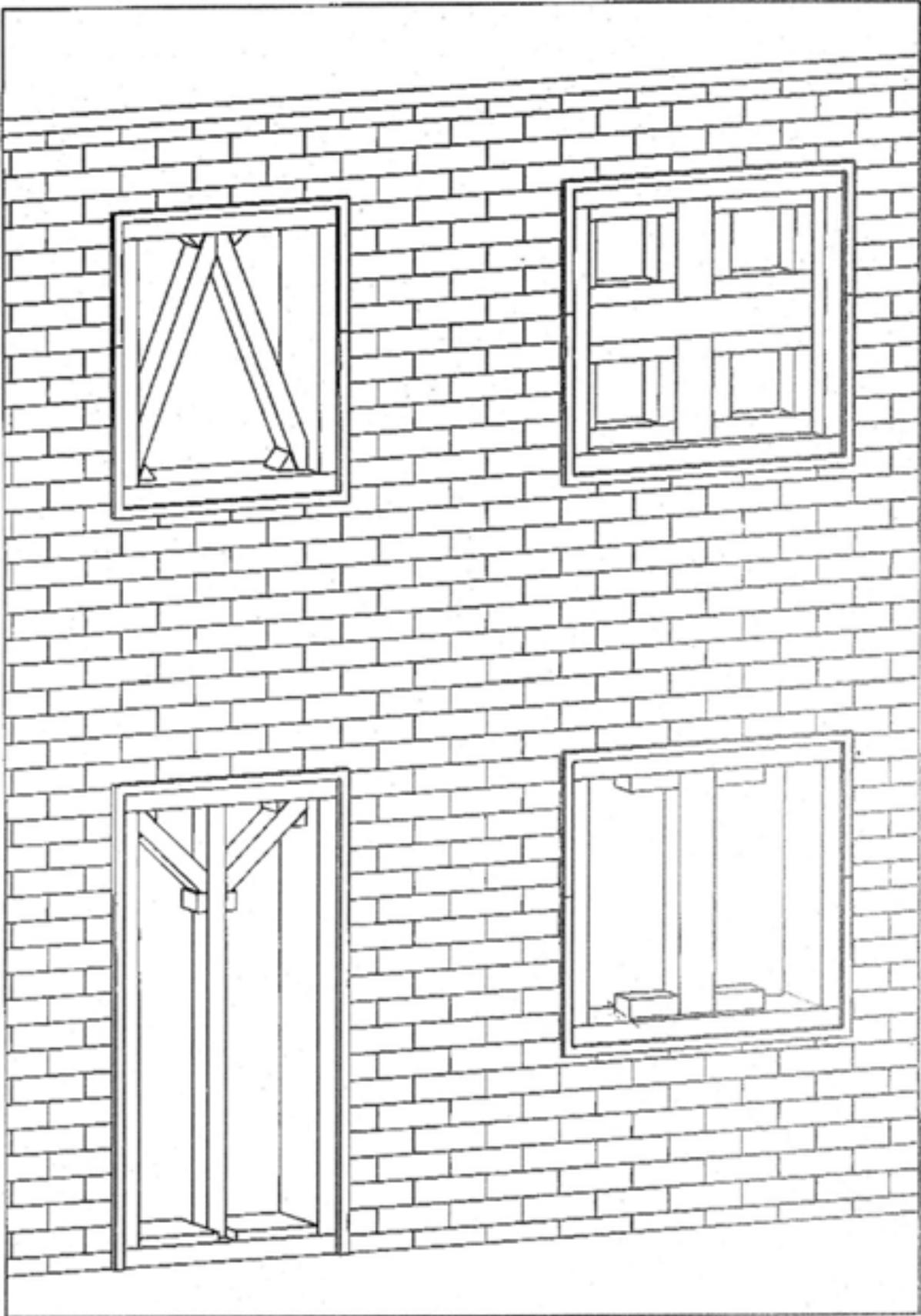
A titolo di esempio sono riportati due schemi “storici” di puntellamento di pareti contrapposte e della rampa di una scala. La puntellatura di contrasto, oggi definita dalla scheda STOP PC, presenta l’inconveniente di indurre al martellamento le pareti in caso di sisma. Per tale motivo essa deve essere attestata in corrispondenza dei solai o dei muri di spina.

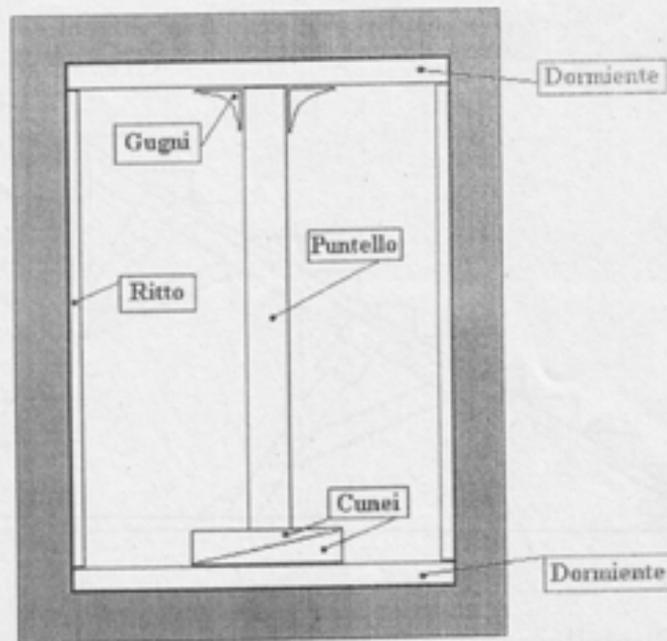
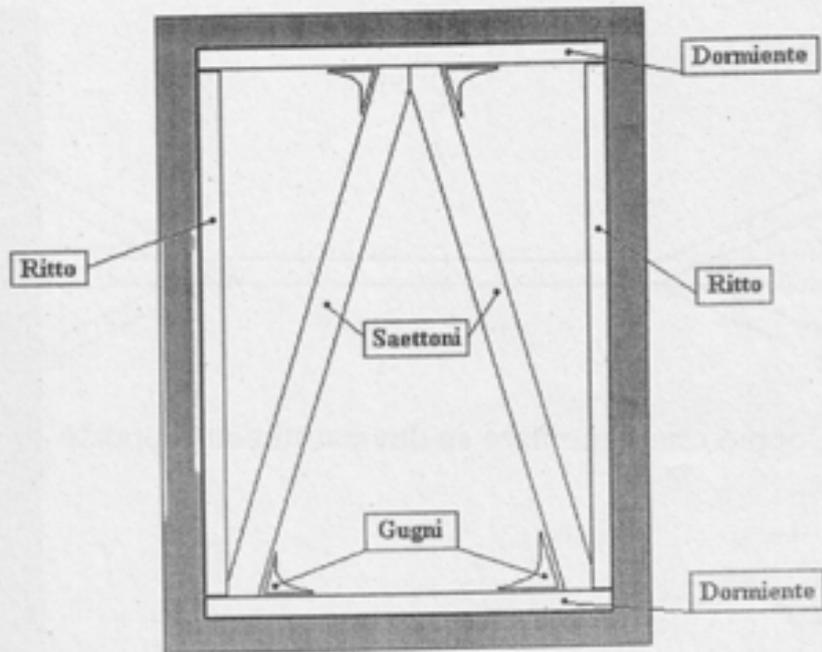


Puntellamento con cristi di una rampa di scale

Nelle figure successive sono evidenziati esempi alternativi di puntellamenti di vani facenti parte della tradizione dei Vigili del Fuoco. Dette opere provvisionali sono oggi definite dalla scheda STOP SA.







17.4 Tiranti

I tiranti e le catene sono tra i più antichi interventi sulle murature esistenti. Sono molto utilizzati per interventi di consolidamento provvisorio, ed ancora di più, per opere di consolidamento permanente. Trovano un largo impiego, sia per la neutralizzazione delle spinte delle volte e degli archi che per bloccare meccanismi di apertura della scatola muraria (dovuti all'azione sismica e al cattivo ammassamento dei muri in corrispondenza degli incroci, e/o all'assenza di un cordolo all'altezza del solaio, e/o alla presenza di un tetto spingente – vedi Fig. 17.24). La scheda di riferimento per il dimensionamento dell'intervento è la STOP TA.

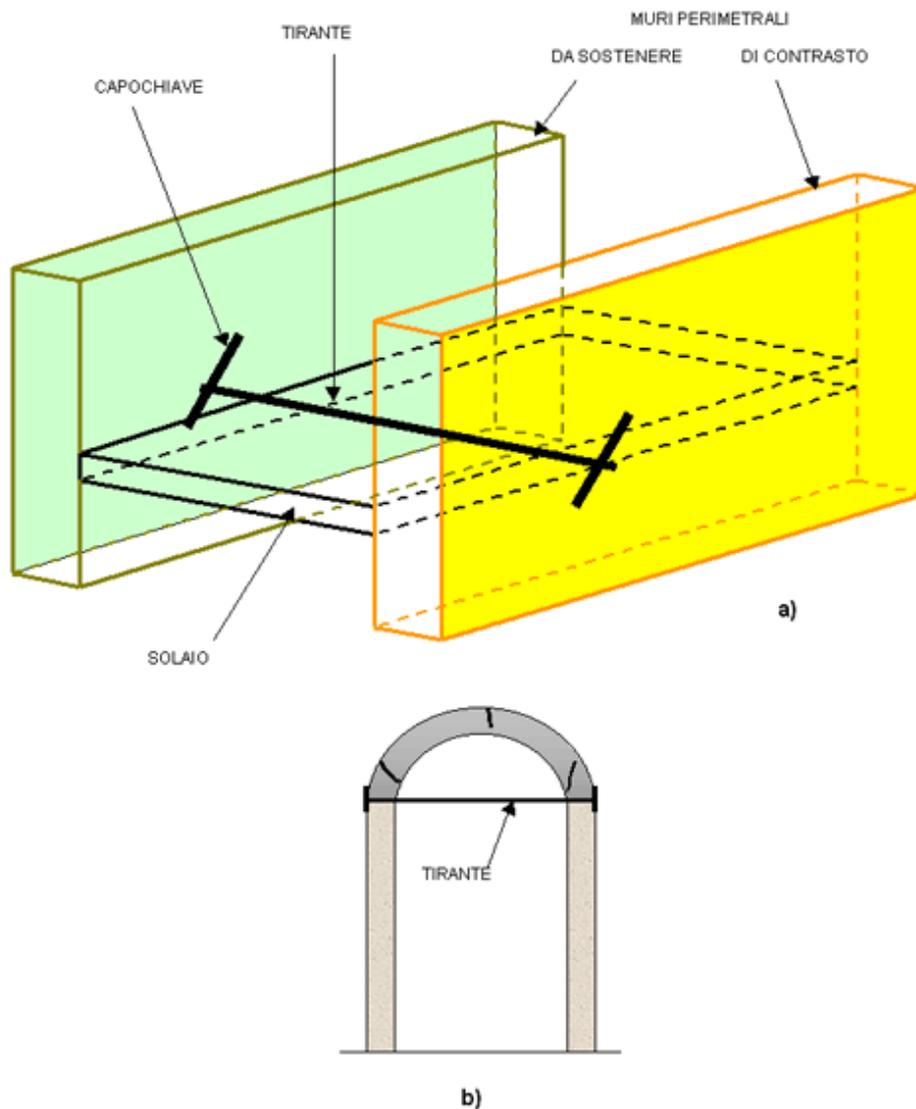


Figura 17.24

Gli elementi costitutivi dei tiranti metallici (vedi Fig. 17.25) sono:



Figura 17.25

- **tirante** consistente in un elemento di acciaio tondo o ad aderenza migliorata, piatto o quadrato. La forza di progetto che si affida al tirante, dovrà essere compatibile, oltre che con la resistenza dell'acciaio, anche con quella delle murature cui si ancora mediante i capochiave.
- **capochiave** è l'organo di ritegno che può essere a paletto (di lunghezza in genere compresa tra cm 80 e cm 120. Una lunghezza maggiore potrebbe determinare eccessive inflessioni che ridurrebbe l'efficacia del ritegno, così come un paletto troppo corto darebbe luogo ad elevati sforzi concentrati) o a piastra (di forma circolare, quadrata, ellittica o rettangolare (vedi Fig. 17.26). I primi due tipi dovranno avere il lato o il diametro compreso tra i 30 e 50 cm, mentre gli altri due tipi avranno una superficie equivalente ai primi due);
- **giunto di connessione** è l'organo che collega i vari tronchi dei tiranti. Generalmente quello più usato è il tipo con manicotto a vite.



Figura 17.26

La posizione ideale dei tiranti è in aderenza ai muri ortogonali a quello che si vuole bloccare. Questa ubicazione serve a garantire una maggiore efficacia dell'intervento e ad evitare che, nella fase di tiraggio, si abbiano danni locali alle strutture murarie. Se il tirante è anche parte dell'intervento definitivo, può essere disposto sotto il pavimento.

I paletti devono essere disposti a 45°, in modo che la reazione dell'elemento murario, sia più o meno uguale su entrambi i semipaletti. Infatti, con l'orientamento a 45° si ottiene che il semipaletto superiore agisce sul muro ortogonale al fronte, mentre il semipaletto inferiore agisce sul solaio, oppure, nel caso che esista, sulla volta (vedi Fig. 17.27)

Ubicazione del tirante

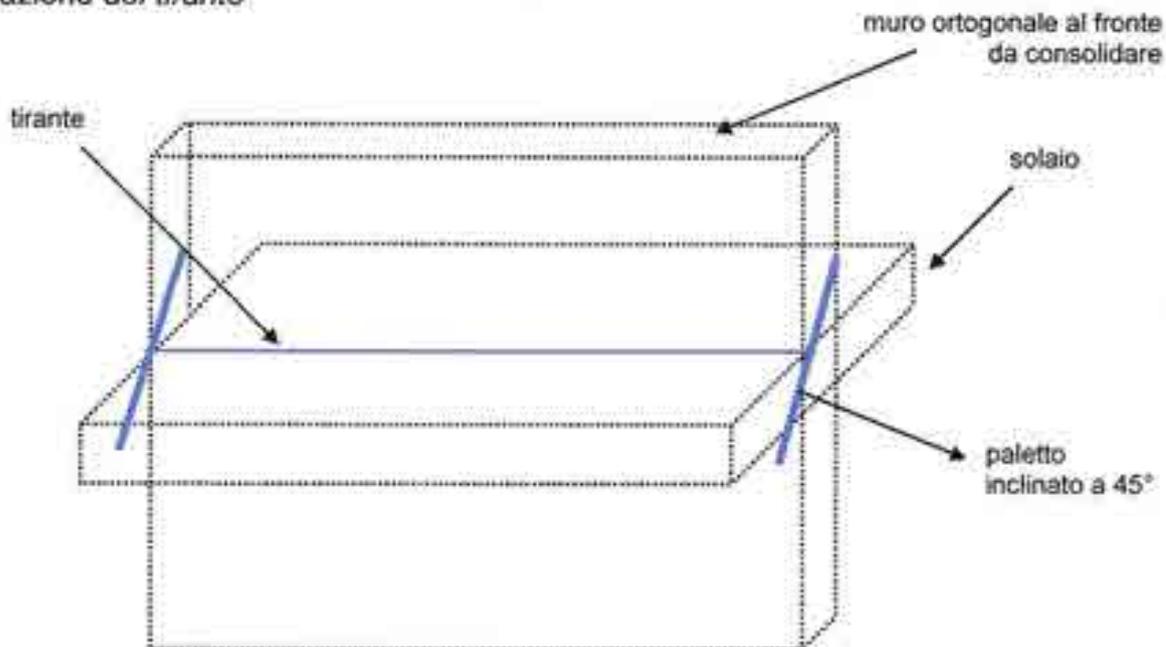


Figura 17.27

Spesso i tiranti vengono utilizzati insieme ai profilati metallici, con questi ultimi che assolvono la funzione di travi di contenimento. Questa unione consente di realizzare interventi provvisori molto efficaci (vedi Fig 17.28 e Fig 17.29)

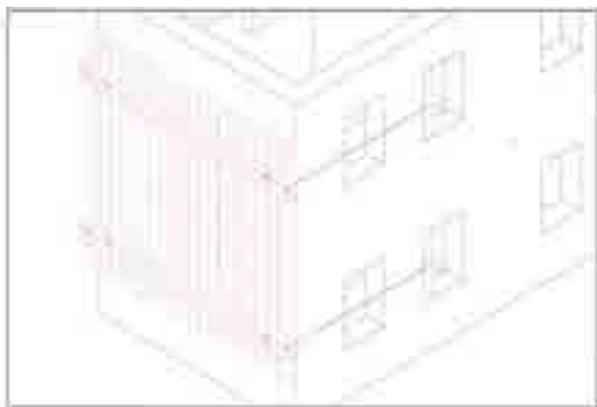


Figura 17.28

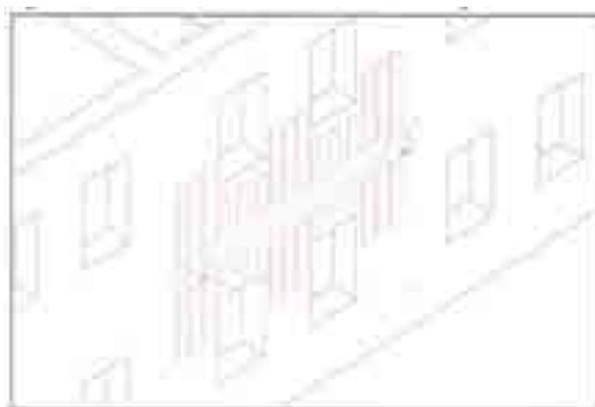


Figura 17.29

È sempre da tener presente, nella fase di realizzazione, come un tirante sia tanto più efficace quanto più immediatamente entra in funzione e dunque quanto più sia possibile regolarne lo stato di messa in tensione e, eventualmente, di regolazione successiva. È perciò importante verificare con quali modalità e con quale efficacia questa operazione possa essere compiuta (preriscaldamento, cunei, manicotti di giunzione filettati, filettatura terminale delle barre, etc.)

all'atto della posa in opera e in tempi successivi. La scheda STOP - TA ha per oggetto la realizzazione di tiranti in acciaio. Per l'illustrazione si rimanda a corsi specialistici.

17.5 Cerchiature

Si consideri una colonna muraria sottoposta a compressione assiale, essa subisce un accorciamento lungo l'asse e una dilatazione trasversale (vedi Fig. 17.30) che, oltre certi limiti di carico, dà luogo ad un quadro fessurativo tipico dello schiacciamento.

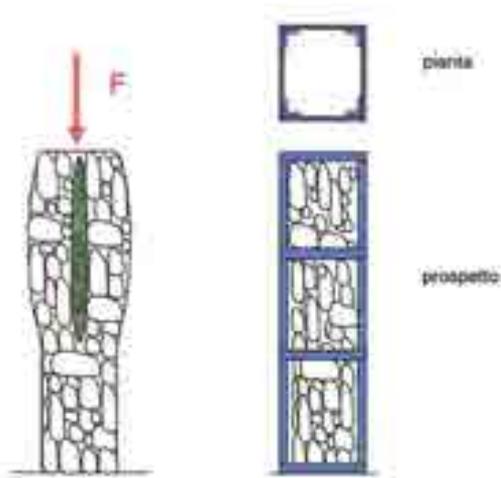


Figura 17.30



Figura 17.31

Con la cerchiatura della colonna si impedisce la dilatazione trasversale e, conseguentemente, si aumenta la resistenza alla compressione assiale.

Su questo principio sono basate le cuciture e le cerchiature dei pilastri, delle colonne (vedi Fig. 17.31), degli edifici e soprattutto delle torri e delle ciminiere soggette a dissesti di schiacciamento.



Figura 17.32

Nella pratica, la cerchiatura viene realizzata con l'apposizione di più anelli o cerchiotti opportunamente distanziati (vedi Fig. 17.32) oppure con cerchiatura elicoidale continua con tondini d'acciaio dolce di diametro compreso tra 6 e 10 mm e con il passo dai 6 cm ai 10 cm. Il materiale prevalentemente utilizzato per questi interventi è l'acciaio, grazie alle sue elevate caratteristiche di resistenza a trazione.

Di recente introduzione sono i materiali polimerici, quali ad esempio il poliestere utilizzato in forma di cinghie e funi, particolarmente validi per la leggerezza, rapidità di posa in opera e buona efficienza strutturale (vedi Fig. 17.33).



Figura 17.33



Figura 17.34

Date le loro caratteristiche, il loro uso è particolarmente indicato per operazioni di cerchiaggio globale su strutture di dimensioni contenute (vedi Fig. 17.34)

La scheda STOP CP ha per oggetto la realizzazione di cerchiature di colonne murarie con fasce di poliestere. Per la descrizione della scheda si rimanda a corsi specialistici.

17.5.1 Esempio applicativo

L'esempio, in questo caso, riguarda una lesione d'angolo ad un edificio e l'intervento proposto consiste nella cerchiatura dell'intero perimetro del fabbricato (vedi Fig. 17.35)



Figura 17.35

La cerchiatura ha, in questo caso, lo scopo di ripristinare l'ammorsamento tra i muri nei quali si è sviluppato il meccanismo. Il materiale da utilizzare può essere indifferentemente rappresentato da profilati d'acciaio, dalle fasce in poliestere, oppure dall'abbinamento profilati e cavi d'acciaio. Le cerchiature vanno applicate in corrispondenza di ogni solaio. Qualora non fosse possibile intervenire con la cerchiatura, ad esempio nel caso in cui un fabbricato non abbia tutti i lati liberi, si potranno apporre lungo le due facciate coinvolte dal dissesto dei tiranti (catene).

17.6 Demolizioni

Le demolizioni, in effetti, più che una tipologia d'intervento provvisoria, rappresentano la fase iniziale di un intervento definitivo. Tuttavia, quando questi interventi sono caratterizzati dalla somma urgenza, dettata dalla necessità di eliminare situazioni di pericolo, assolvono alle stesse funzioni delle opere provvisorie già descritte nel paragrafo relativo agli aspetti generali.

Le informazioni riportate di seguito in questo paragrafo, sono estratte dal Decreto Legislativo n 81 del 9 aprile 2008 –sezione VIII (dall'art 150 all'art 156) "Attuazione dell'articolo 1 della legge 3 agosto 2007, n. 123, in materia di tutela della salute e della sicurezza nei luoghi di lavoro".

Prima dell'inizio di lavori di demolizione è fatto obbligo di procedere alla verifica delle condizioni di conservazione e stabilità delle varie strutture da demolire. In relazione al risultato di tale verifica devono essere eseguite le opere di rafforzamento e di puntellamento necessarie ad evitare che, durante la demolizione, si verifichino crolli imprevisti (vedi Fig. 17.36)

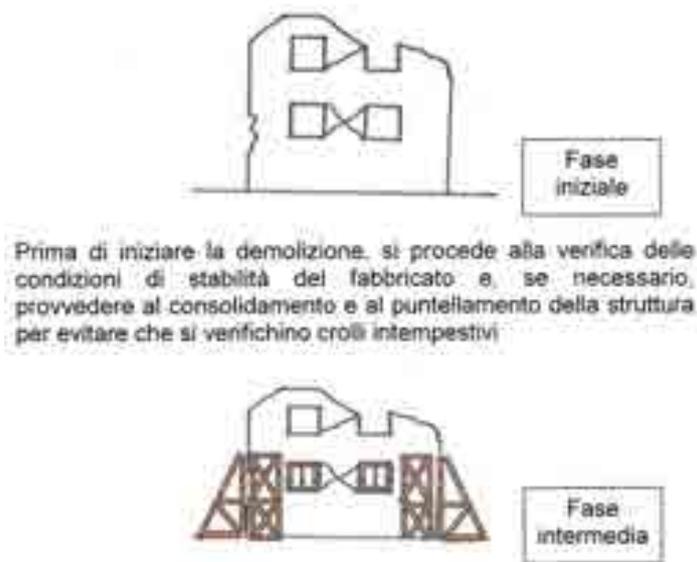


Figura 17.36

I lavori di demolizione devono procedere con cautela e con ordine dall'alto verso il basso e devono essere condotti in maniera da non pregiudicare la stabilità delle strutture portanti o di collegamento di quelle eventuali adiacenti, ricorrendo, ove occorra, al loro preventivo puntellamento (vedi Fig. 17.37)

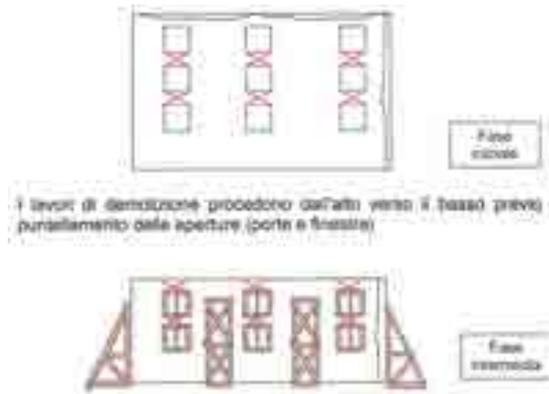


Figura 17.37

la demolizione di parti di strutture aventi altezza sul terreno non superiore a 5 metri può essere effettuata mediante rovesciamento per trazione o per spinta (vedi Fig. 17.38).

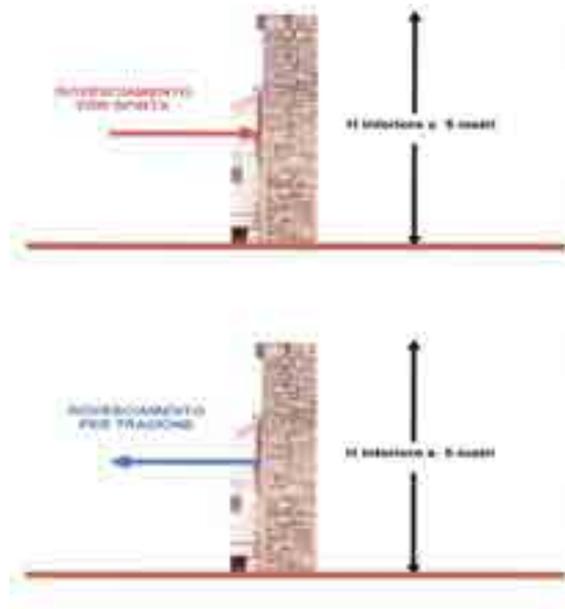


Figura 17.38

Nella zona sottostante la demolizione deve essere vietata la sosta ed il transito, delimitando la zona stessa con appositi sbarramenti. L'accesso allo sbocco dei canali di scarico per il caricamento ed il trasporto del materiale accumulato deve essere consentito soltanto dopo che sia stato sospeso lo scarico dall'alto. Di seguito viene riportato uno schema di delimitazione delle aree d'intervento, in caso di demolizione da parte dei Vigili del Fuoco (vedi Fig 17.39)

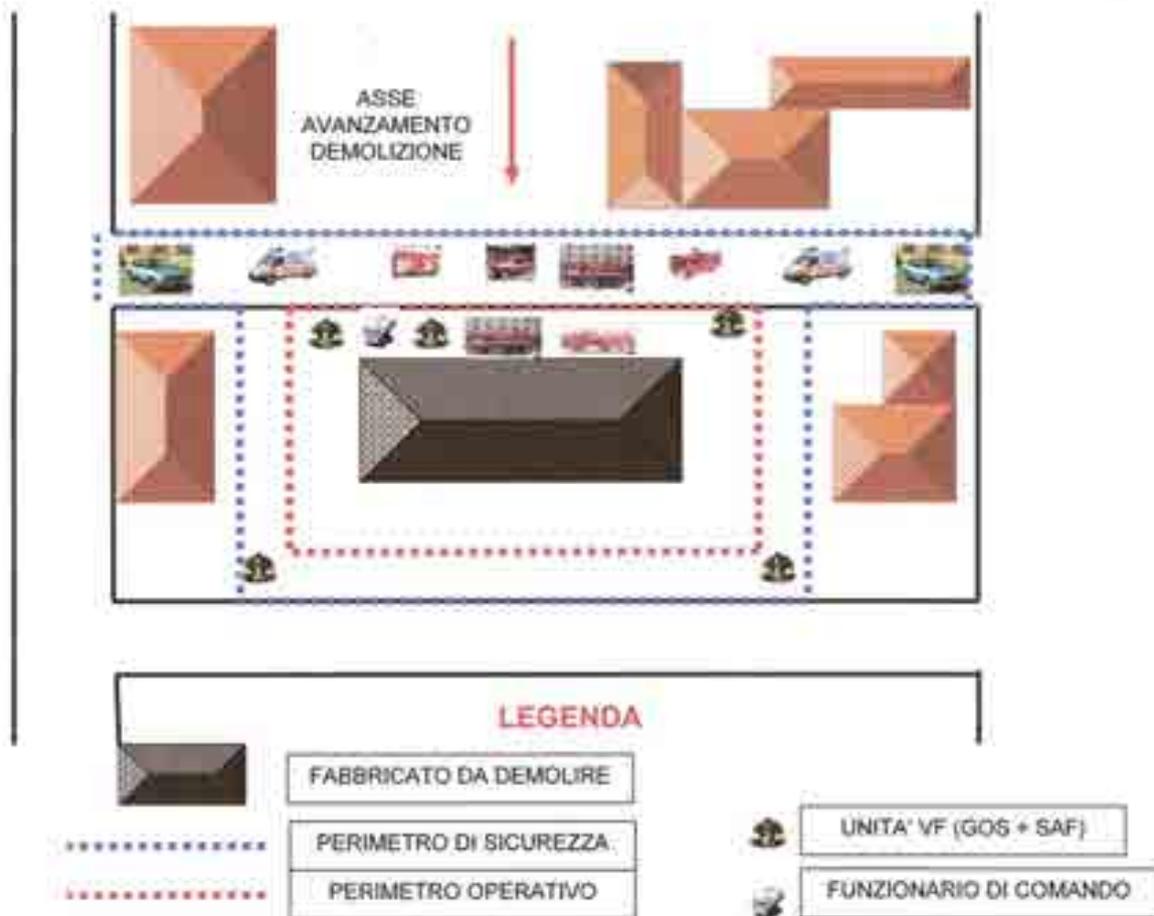


Figura 17.39

Bibliografia

- A. Annovi: *“La messa in sicurezza degli edifici danneggiati dal terremoto”*. Gruppo Comunale di Protezione Civile Modena. <http://associazioni.monet.modena.it>;
- G. Astrua: *“Manuale completo del capomastro”*. Ed. Hoepli;
- R. Ballardini, F. Doglioni: *“Indirizzi riguardanti le iniziative ed i comportamenti atti a limitare i danni al patrimonio culturale in caso di sisma”* documento approvato dal Comitato Nazionale per la Prevenzione del Patrimonio Culturale dal Rischio Sismico nella seduta del 12.12.1986;
- M. Bellizzi: *“Le opere provvisorie nell'emergenza sismica”*. Servizio Sismico Nazionale – Agenzia di Protezione Civile;
- P. D'Aquino, V. Vinciguerra: *“Corso di consolidamento degli edifici”*. Appunti delle lezioni tenute dal Prof. A. Albimarini presso la Facoltà di Ingegneria dell'Università di Napoli - Ed. Ilardo;
- M. Dolce, D. Liberatore, C. Moroni, G. Perillo, G. Spera, A. Cacosso *“OPUS – Manuale delle opere provvisorie urgenti post-sisma”*. Dipartimento della Protezione Civile – Università degli Studi della Basilicata;
- C. Gavarini, Angeletti, Aquilino, Cartapati, Cherubini, Piccarreta, Samuelli e Zingali : *“Costruzioni e terremoto”*. Ed. Esa;
- L. Falsini, A. Michelin, M. Vinci: *“Ponteggi”*. Ed. DEI Tipografia del Genio Civile;
- B. Furiozzi, C. Messina, L. Paolini: *“Prontuario per il calcolo degli elementi strutturali”*. Ed. Le Monnier;
- S. Mastrodicasa: *“Dissesti statici delle strutture edilizie”*. Ed. Hoepli;
- G.B. Ormea, U. Reverberi: *“Dissesti e consolidamenti in zone terremotate”*. Ed. Hoepli.
- A. Pasta: *“Interventi di restauro in zona sismica”*. Ed. Flaccovio.
- M. Sanginisi: *“Ponteggi (progetto - verifiche - disegni)”*. Ed. Flaccovio.
- Servizio Sismico Nazionale, Gruppo Ricercatori G.N.D.T. dell'Aquila: *“Manuale per la gestione dell'attività tecnica nei COM”*. Documento stampato e diffuso dal S.S.N.