



Comune di Tolentino

PROVINCIA DI MACERATA



OGGETTO : RICOSTRUZIONE PUBBLICA – SISMA 2016 – OCSR 27/2017 – MISURE IN MATERIA DI RIPARAZIONE DEL PATRIMONIO EDILIZIO PUBBLICO SUSCETTIBILE DI DESTINAZIONE ABITATIVA – OPERE DI RISTRUTTURAZIONE EDIFICIO “EX SCUOLA PATERNO” PER REALIZZAZIONE ALLOGGI ERP

COMMITTENTE : COMUNE DI TOLENTINO

TAVOLA :

7

PROGETTISTI INCARICATI :

Ing. HENRY GULLINI

Via A. Grandi n. 16 - Tel. 3476545020

62029 TOLENTINO (MC)

c.f. GLL HRY 78A09 L191G

e - mail: henrygullini@gmail.com

TIMBRO E FIRMA

RELAZIONE ILLUSTRATIVA
RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI
RELAZIONE DI CALCOLO - RISCHIO SISMICO
RELAZIONE SULLE CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

SCALA : -

DATA : 14 Nov. 2017

Comune di TOLENTINO
Provincia di Macerata

**RELAZIONE ILLUSTRATIVA INTERVENTI
RELAZIONE DI CALCOLO
RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI
RELAZIONE RISCHIO SISMICO SULLE
STRUTTURE DA ADEGUARE
RELAZIONE SUI MATERIALI**

SCUOLA PATERNO

AMMINISTRAZIONE COMUNALE DI TOLENTINO

Il Progettista

Ing. Henry Gullini



PREMESSA

Il sottoscritto **Ing. Henry Gullini** iscritto all'Albo degli Ingegneri della Provincia di Macerata in relazione ai lavori di *“RICOSTRUZIONE PUBBLICA - SISMA 2016 – OCSR 27/2017 – MISURE IN MATERIA DI RIPARAZIONE DEL PATRIMONIO EDILIZIO PUBBLICO SUSCETTIBILE DI DESTINAZIONE ABITATIVA - OPERE DI RISTRUTTURAZIONE EDIFICIO “EX SCUOLA PATERNO” PER REALIZZAZIONE ALLOGGI ERP*” per l'immobile ubicato a TOLENTINO, C.da Paterno, è stato incaricato dalla committenza di effettuare le necessarie verifiche.

Normative di riferimento

Il progetto viene redatto nel rispetto delle Norme contenute in:

- D.Lgs. 06/06/2001 n. 380 'Testo Unico per l'Edilizia'
- D.M. Infrastrutture 14/01/2008 'Norme Tecniche per le Costruzioni'
- Circolare 02/02/2009 n.617/C.S.LL.PP.

RELAZIONE ILLUSTRATIVA INTERVENTI

STATO ATTUALE

Il complesso architettonico ha un volume totale di mc.1300 ed una superficie lorda di mq.480 disposta su più livelli; esso è composto da un corpo di fabbrica, di cui una porzione senza sottotetto con copertura piana costituisce principalmente il vano scala.

La zona principale è su tre livelli con copertura a padiglione.

La struttura è quella in muratura di mattoni pieni, le cui caratteristiche sono state indagate con le prove in situ allegate alla presente. Il solaio al piano terra è in ca, così come quello al piano primo, quello di sottotetto e quello di copertura.

Il setto centrale portante si interrompe al piano primo dove proseguono due pilastri già in spessore al piano terra, che costituiscono con delle travi in ca il sostegno verticale del sottotetto e della copertura, nella linea centrale dell'edificio.

STATO MODIFICATO

La ristrutturazione riguarda l'intero complesso e può essere sommariamente descritta nei seguenti interventi ma che determineranno il miglioramento sismico dei manufatti oggetto di intervento.

- 1) Il volume principale del corpo di sinistra subirà sommariamente i seguenti interventi:
 - a. Demolizione del solaio di piano terra ed inserimento di sottofondazioni in ca, soletta piena di collegamento;
 - b. Demolizione dei solai di piano e rifacimento degli stessi: piano primo e sottotetto con travi, tavolato, soletta collaborante con connettori; piano copertura con travi e doppio tavolato;
 - c. Realizzazione di nuovi setti murari pieni con sottofondazioni da piano terra a piano sottotetto;
 - d. Aperture e chiusure delle murature come da elaborati grafici tese al miglioramento del comportamento dell'edificio;
 - e. Rifacimento completo della copertura a padiglione con nuove capriate e nuove orditure, realizzazione del cordolo di copertura in ca;.
 - f. Intervento di rinforzo armato su tutte le murature esistenti al piano terra con inserimento di connessioni;
 - g. Intervento di miglioramento delle connessioni dei paramenti murari delle murature esistenti dal piano primo alla copertura;
 - h. Spostamento della scala e realizzazione della stessa in acciaio;
 - i. Realizzazione ascensore esterno con struttura indipendente;

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

La valutazione sismica dell'intervento è stata eseguita mediante lo studio di due Stati differenti: Stato di Fatto e Stato di Progetto. Per ciascuno Stato è stata eseguita l'analisi non lineare di tipo PushOver.

Ribadendo che si tratta di un intervento di miglioramento sismico si vogliono di seguito precisare gli interventi sui singoli manufatti..

La struttura secondaria dell' ascensore saranno vincolate in modo da evitare interferenze con il comportamento sismico delle strutture in aderenza.

RELAZIONE SULLE FONDAZIONI

Gli interventi sono descritti e motivati in precedenza.

Per le proprietà meccaniche dei terreni si rimanda alle Relazioni allegate.

RELAZIONE GEOTECNICA

Come si evince dalla relazione geologica redatta dal Dott. Stefano Palacelli l'area oggetto d'indagine è situata in C.da Paterno , nel Comune di TOLENTINO (MC).

Non si evidenziano fenomeni di instabilità in atto o potenziali pertanto si può affermare che l'area in questione è dotata di condizioni naturali di stabilità geomorfologica.

Nel corso della campagna geognostica non è stata rilevata falda.

Il rilevamento geologico e geomorfologico eseguito, i dati desunti dalla letteratura e le risultanze delle indagini effettuate hanno permesso di individuare i termini litologici presenti nell'area ed i relativi rapporti stratigrafici.

La classificazione del terreno, così come specificato nella normativa vigente in funzione della velocità equivalente Vs30, risulta essere "C".

I principali parametri geotecnici della stratigrafia presente in questo terreno sono riportati nella Relazione geologica. Le verifiche sono inserite nelle relazioni specifiche dei vari corpi di fabbrica.

RELAZIONE SUL RISCHIO SISMICO DELLE STRUTTURE IN MURATURA

1 – DOCUMENTAZIONE ESISTENTE

L'edificio oggetto di intervento è sito nel Comune di TOLENTINO (MC) in loc. Paterno, costruito in parte alla fine del 1950, catastalmente individuato dalla p.lla 111 nel fg. 91.

Esso è stato realizzato in muratura di mattoni pieni di varia e solai in laterocemento. Non è stato possibile rintracciare documenti di carattere architettonico risalente alla data di costruzione, né di carattere strutturale.

L'edificio ha subito gli eventi sismici susseguitesì, i quali hanno comportato danni gravi ed evidenti, infatti la struttura presenta cedimenti e altri meccanismi locali in atto.

L'edificio, allo stato attuale, è destinato a scuola e dopo l'intervento sarà destinato a residenze.

2 – CONOSCENZA DEL MANUFATTO

Per la caratterizzazione dei materiali strutturali esistenti sono stati eseguiti dei sondaggi sui principali elementi:

- Sondaggio visivo della fondazione esistente con misura della coesione e prove penetrometriche;
- prove di martinetti
- Sondaggi per l'individuazione della tipologia dei solai in laterocemento e delle murature

I risultati forniti dal laboratorio prove sono allegati alla presente.

3 – DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA E STATO FESSURATIVO

Allegata alla presente

4 – INDAGINI IN SITU

4.1 – Caratterizzazione Dei Suoli

Per quanto riguarda la categoria di sottosuolo da considerare nella determinazione dell'azione sismica si rimanda alla relazione geologica che ha individuato la **tipologia di suolo C**.

4.2 – Acquisizione Del Livello Di Conoscenza, Del Fattore Di Confidenza F_c e Delle Proprietà Dei Materiali

Porzioni in muratura

La situazione complessiva della struttura è grave. Si è proceduto ad un sondaggio a vista e a prove sui materiali estratti in loco, nonché a prove di martinetti. I risultati delle prove sono allegati alla presente relazione per i sondaggi a vista si è proceduto a dei sondaggi distruttivi (piccole demolizioni di muratura portante) per verificare l'effettiva integrità delle connessioni, dei laterizi e delle malte; essi sono stati effettuati in diverse zone della struttura, in maniera tale da avere una visione piuttosto completa della struttura..

Solai in laterocemento

Per le porzioni di solaio sono state eseguite indagini in loco che hanno permesso di individuare la tipologia dei solai.

In definitiva, si è ritenuto raggiunto LC2.

5 – VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sono stati eseguiti nei confronti dello SLV – SLD.

L'intervento, secondo la classificazione NTC, ricade nella tipologia di **MIGLIORAMENTO SISMICO**. Per ogni altra informazione circa la valutazione dell'azione sismica e delle altre azioni, si rimanda ai capitoli successivi.

6 – VITA NOMINALE, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

L'azione sismica è stata valutata in conformità alle indicazioni riportate al capitolo 3.2 del D.M. 14 gennaio 2008 "Norme tecniche per le Costruzioni"

In particolare il procedimento per la definizione degli spettri di progetto per i vari Stati Limite per cui sono state effettuate le verifiche è stato il seguente:

Definizione della Vita Nominale e della Classe d'Uso della struttura, il cui uso combinato ha portato alla definizione del Periodo di Riferimento dell'azione sismica.

Individuazione, tramite latitudine e longitudine, dei parametri sismici di base a_g , F_0 e T^*c per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita; l'individuazione è stata effettuata interpolando tra i 4 punti più vicini al punto di riferimento dell'edificio.

Determinazione dei coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica.

Calcolo del periodo T_c corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello Spettro.

I dati così calcolati sono stati utilizzati per determinare lo Spettro di Progetto nelle verifiche.

6 – AZIONI SULLA STRUTTURA

Nel presente capitolo vengono riportate le azioni sollecitanti, divise per tipologia, considerate ai fini della verifica della struttura in oggetto. In particolare si distingue, coerentemente alle indicazioni di normativa, tra le azioni naturali e quelle antropiche.

6.1 Azioni antropiche

Tale categoria comprende tutte le azioni legate alle attività umane, in particolare vengono considerati tutti i carichi gravitazionali derivanti dai pesi propri degli elementi strutturali, dai pesi portati e dai sovraccarichi accidentali. I pesi propri (murature, elementi in c.a., ecc) vengono valutati in automatico dal programma mentre tutti gli altri vengono assegnati dall'utente in termini di valori caratteristici.

6.2 Azioni naturali

In questa categoria ricadono tutte le azioni che vengono generate da fenomeni naturali capaci di sollecitare in modo significativo la struttura: sisma, vento, neve, ecc.

6.2.1 Azione sismica

L'azione sismica viene valutata mediante gli spettri di normativa caratterizzati per ciascuno degli stati limite considerati. Nell'ambito della metodologia di analisi non-lineare tali spettri consentono di determinare la domanda di spostamento. La tabella sottostante riporta le caratterizzazione sismica del sito di costruzione:

T_r : tempo di ritorno dell'evento sismico di progetto;

a_g : accelerazione massima al suolo con probabilità di superamento del 5% nel periodo di riferimento ai fini della verifica della struttura;

ξ : coefficiente legato allo smorzamento;

S : coefficiente di suolo;

T_B, T_C, T_D : periodi limite dei campi significativi dello spettro;

La tabella successiva riporta, per ciascun stato limite, le espressioni della componente orizzontale dello spettro di progetto elastico $S_d(T)$. La figura che segue

riporta i grafici relativi agli spettri di progetto per ognuno degli stati limite considerati per la struttura in esame.

6.2.2 Azione del vento

Nel seguito vengono proposte le tabelle riassuntive dei parametri necessari per la definizione della pressione del vento, nel rispetto della normativa vigente.

Categoria di esposizione

Zona	Classe di rugosità	Distanza dalla costa	Altitudine	Categoria
		km	m	
3	A	2.00	0.00	IV

Pressione cinetica di riferimento

Vb0	Tr	α_r	Vb	qb
m/s			m/s	N/m
27.00	50.00	1.00	27.02	4.56

Pressione del vento

Quote	ce	Pressione del vento
m		N/m ²
14.15	2.02	738.98

6.3 Combinazioni di carico

6.3.1 Combinazioni di carico sismiche

L'azione sismica (Ed), relativa allo stato limite considerato, deve essere combinata con i valori caratteristici dei carichi permanenti e con i valori "quasi permanenti" dei carichi variabili. I medesimi carichi gravitazionali devono essere considerati sia per la sovrapposizione degli effetti (sollecitazioni, spostamenti ,ecc) sia per il calcolo delle masse sismiche.

$$Cu = E_d + \sum_{i=1}^{NG} G_k^{(i)} + \sum_{i=1}^{NQ} Q_k^{(i)} \cdot \psi_2^{(i)}$$

Coefficienti di combinazione sismica

Categoria - Azione variabile	□2, sis
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0.3
Categoria B Uffici	0.3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0.6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0.6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	0.8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0.6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0.3
Categoria H Coperture	0.0
Vento	0.0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0.0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0.2
Variazioni termiche	0.0

Le seguenti tabelle riassumono le combinazioni di carico adottate nell'ambito delle diverse analisi sismiche eseguite.

6.3.2 Combinazioni di carico non sismiche

Nell'ambito delle verifiche non sismiche si distingue tra verifiche di esercizio (SLE) e verifiche di sicurezza allo stato limite ultimo (SLU).

Per ciascuna verifica i carichi vengono combinati secondo le prescrizioni di normativa:

- Combinazione Stati Limite Ultimi

$$Cu = \sum_{i=1}^{NG} G_k^{(i)} \cdot \gamma_G^{(i)} + Q_k^{(1)} \cdot \gamma_Q^{(1)} + \sum_{i=2}^{NQ} Q_k^{(i)} \cdot \gamma_Q^{(i)} \cdot \psi_0^{(i)}$$

- Combinazioni Stati Limite di Esercizio

Combinazione rara

$$Cr = \sum_{i=1}^{NG} G_k^{(i)} + Q_k^{(1)} + \sum_{i=2}^{NQ} Q_k^{(i)} \cdot \psi_0^{(i)}$$

Combinazione frequente

$$Cf = \sum_{i=1}^{NG} G_k^{(i)} + Q_k^{(1)} \cdot \psi_1^{(1)} + \sum_{i=2}^{NQ} Q_k^{(i)} \cdot \psi_2^{(i)}$$

Combinazione quasi permanente

$$Cp = \sum_{i=1}^{NG} G_k^{(i)} + \sum_{i=1}^{NQ} Q_k^{(i)} \cdot \psi_2^{(i)}$$

Dove :

G_k : valore caratteristico dei carichi permanenti

Q_k : valore caratteristico dei carichi variabili

$Q_k(1)$: carico variabile principale

I coefficienti ψ consentono di calcolare la quota del carico variabile in relazione alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento :

ψ_0 : valore raro - P. superamento < 10%

ψ_1 : valore frequente - P. superamento > 10%

ψ_2 : quasi permanente - P. superamento > 50%

La norma riporta tali coefficienti in relazione alla destinazione d'uso degli ambienti:

Coefficienti di combinazione carichi variabili

Categoria - Azione variabile	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0.7	0.5	0.3
Categoria B Uffici	0.7	0.5	0.3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0.7	0.7	0.6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0.7	0.7	0.6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1.0	0.9	0.8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0.7	0.7	0.6

Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0.7	0.5	0.3
Categoria H Coperture	0.0	0.0	0.0
Vento	0.6	0.2	0.0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0.5	0.2	0.0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0.7	0.5	0.2
Variazioni termiche	0.6	0.5	0.0

7 – ASPETTI ULTERIORI PER LA VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA DEL FABBRICATO

Nessuno.

8 – MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

Di seguito vengono riportati i principali aspetti legati alla modellazione in *3DMacro*. Alla base del software vi è un modello teorico non lineare innovativo, capace di modellare il comportamento fino a collasso della muratura nel proprio piano con un onere computazionale estremamente ridotto rispetto alle più generali modellazioni agli elementi finiti non-lineari.

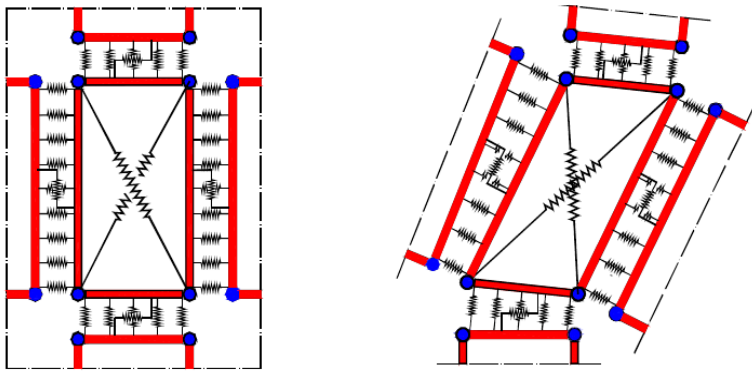
Tale modello può essere collocato nell'ambito dei cosiddetti macro-modelli essendo basato su una modellazione meccanica equivalente di una porzione finita di muratura concepita con l'obiettivo di cogliere i meccanismi di collasso nel piano tipici dei fabbricati murari.

Nel modellare l'edificio in esame sono state ritenute valide le seguenti ipotesi di base:

1. Le pareti agiscono solo nel proprio piano, viene invece trascurata la rigidezza e resistenza fuoripiano della muratura.
2. Le pareti interagiscono tra loro in corrispondenza degli impalcati mediante l'interposizione di cordoli di piano e diaframmi di collegamento.
- 3 Il grado di ammassamento tra le pareti e gli orizzontamenti e la rigidezza degli orizzontamenti stessi è sufficiente a garantire un comportamento *scatolare* ossia d'insieme della struttura nei confronti delle azioni sismiche.

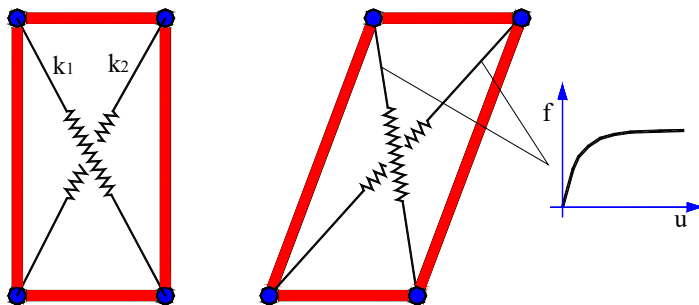
9.1 Pannelli e pareti murarie

I pannelli murari vengono modellati mediante un innovativo macro-elemento capace di modellare il comportamento nel piano della muratura cogliendo in modo distinto tutti i meccanismi di collasso: meccanismo di rottura flessionale (*rocking*), rottura a taglio per fessurazione diagonale e rottura a taglio per scorrimento. Si tratta di un modello meccanico equivalente costituito da un quadrilatero articolato i cui vertici sono collegati da molle diagonali non-lineari e i cui lati rigidi interagiscono con i lati degli altri macro-elementi mediante delle interfacce discrete con limitata resistenza a trazione.



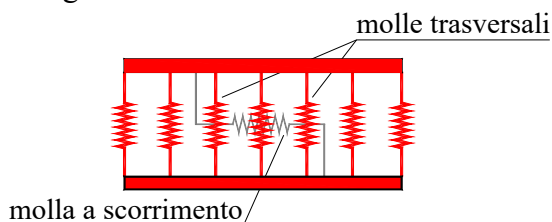
Interazione tra un pannello e gli elementi limitrofi mediante letti di molle.

Pertanto il modello si può pensare suddiviso in due elementi principali: un elemento pannello costituito dal quadrilatero articolato e da un elemento di interfaccia costituito da un insieme discreto di molle che stabiliscono il legame che caratterizza l'interazione non-lineare con i quadrilateri eventualmente adiacenti o con i supporti esterni.



Elemento pannello.

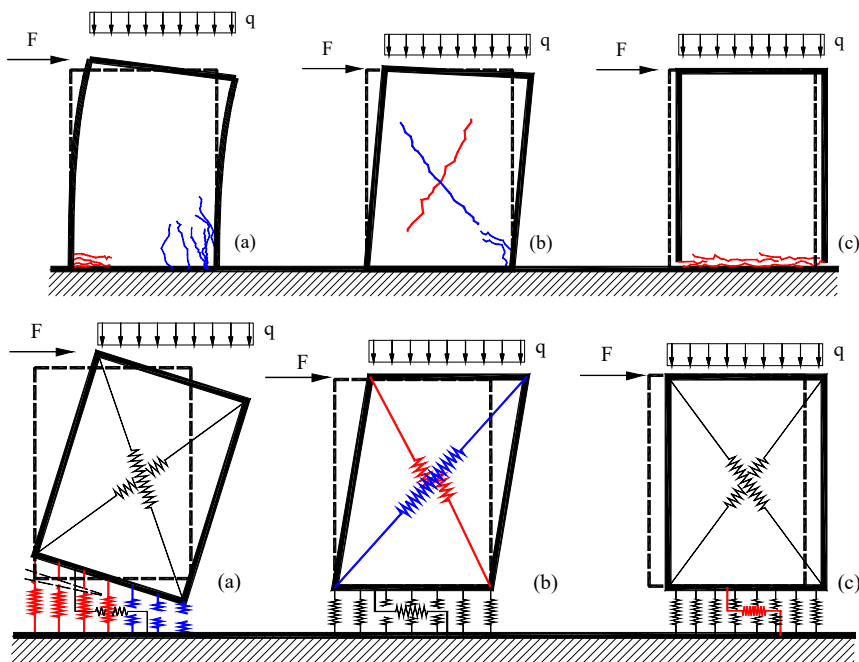
Le molle diagonali dell'elemento pannello hanno il compito di simulare la deformabilità a taglio della muratura rappresentata. Nelle molle poste in corrispondenza delle interfacce è concentrata la deformabilità assiale e flessionale di una porzione di muratura corrispondente a due pannelli contigui.



Elemento di interfaccia.

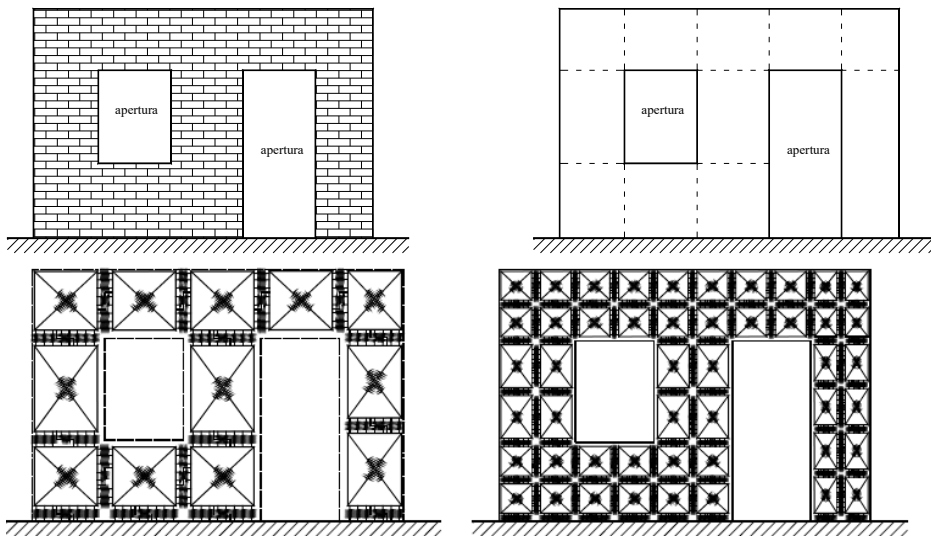
La figura seguente riporta uno schema meccanico relativo al comportamento piano dell'interfaccia, in esso si può osservare una fila di n molle flessionali (ortogonali all'interfaccia) e una molla longitudinale per la modellazione dello scorrimento nel piano. Il numero delle molle trasversali è arbitrario, esso viene scelto in base al grado di dettaglio che si intende raggiungere; è importante notare che all'aumentare del numero di molle non corrisponde un aumento del numero di gradi di libertà necessari alla descrizione della cinematica del sistema tuttavia aumenta l'onere computazionale associato alla non-linearità delle molle.

Come già accennato il modello consente di simulare, in modo distinto, tutti i principali meccanismi di collasso nel piano della muratura. In particolare le molle diagonali del pannello simulano il meccanismo di rottura a taglio per fessurazione diagonale, le molle trasversali delle interfacce simulano il meccanismo di fessurazione e schiacciamento flessionale ed infine la molla longitudinale simula il meccanismo di scorrimento.



Simulazione dei meccanismi di collasso: fessurazione flessionale (a), meccanismo di rottura a taglio per fessurazione diagonale (b) e per scorrimento (c).

Le pareti murarie vengono modellate mediante assemblaggio di più macro-elementi. Ciascun pannello murario, maschio o fascia di piano, può essere modellato con un singolo macro-elemento, oppure utilizzando una *mesh* più fitta di questi per descrivere meglio i meccanismi di danno.



Modellazione di una parete piana

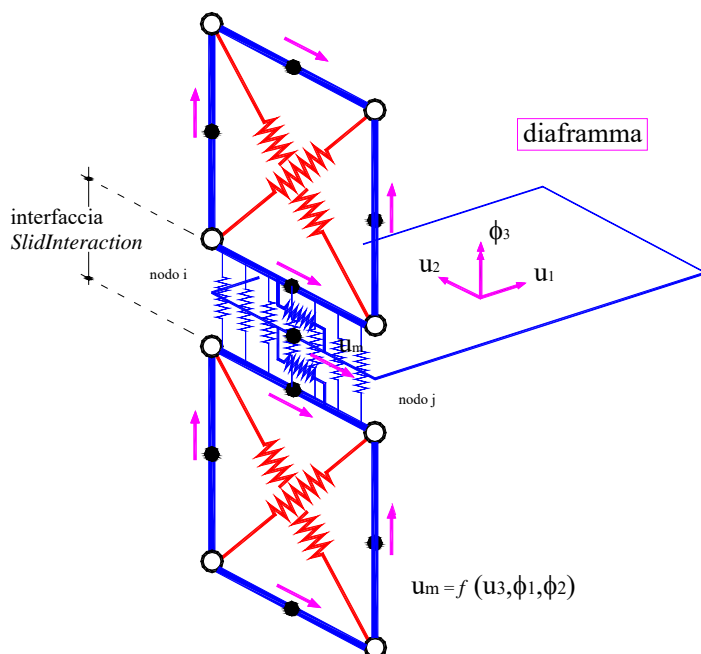
Come accennato all'inizio del paragrafo, ciascuna parete agisce unicamente nel proprio piano. Il comportamento 3D viene ottenuto mediante l'interazione tra gli elementi delle pareti e degli elementi di collegamento: diaframmi e cordoli di piano. I particolari di tali interazioni vengono illustrati nel seguito.

9.2 Interazione tra le pareti e i diaframmi di piano

La presenza degli impalcati viene simulata mediante diaframmi di collegamento, rigidi o deformabili nel proprio piano. In entrambi i casi, gli aspetti legati alla deformabilità flessionale del diaframma non vengono presi in considerazione.

L'interazione tra i diaframmi, siano essi rigidi o deformabili, e i pannelli delle pareti viene modellata introducendo, in corrispondenza dei lati dei pannelli a contatto con diaframmi, particolari elementi di interfaccia.

Tali interfacce vengono denominate *SlidInteraction* e prevedono due molle a scorrimento distinte; ciascuna di esse simula l'interazione a scorrimento tra un pannello e il diaframma.



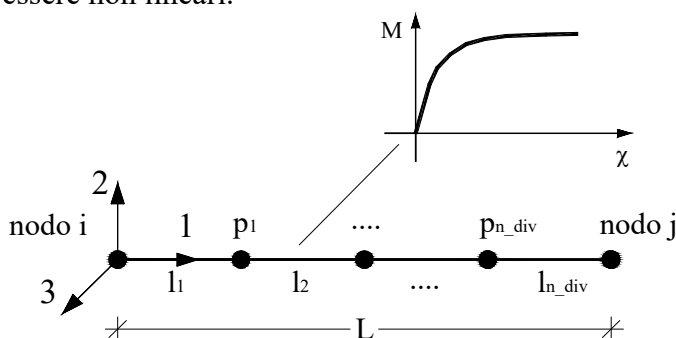
Interazione pareti-diaframmi di piano

9.3 Interazione tra le pareti e cordoli o architravi

Gli elementi strutturali secondari come cordoli, architravi, travi e pilastri, vengono modellati attraverso elementi finiti non lineari di tipo monodimensionali (elementi asta o *frame*) a plasticità concentrata, la presenza di eventuali tiranti viene invece modellata mediante elementi reagenti solo allo sforzo assiale di trazione e non reagente a compressione tipo *truss*. A seconda del tipo di interazione che l'elemento finito scambia con la muratura, nel seguito si farà riferimento alla seguente distinzione:

- *frame* libero: Si tratta di elementi esterni alla muratura che interagiscono con la muratura solo puntualmente (ad es. telai indipendenti, collegati alla struttura a livello di impalcato);
- *frame* interagente (cordolo): In tal caso l'elemento si trova inserito all'interno di una parete muraria ed interagisce con essa per tutta la sua lunghezza sia flessionalmente che assialmente.

Il comportamento meccanico dei frame viene caratterizzato assegnando un legame momento/curvatura e un legame sforzo normale/allungamento specifico. Entrambi i legami possono essere non lineari.

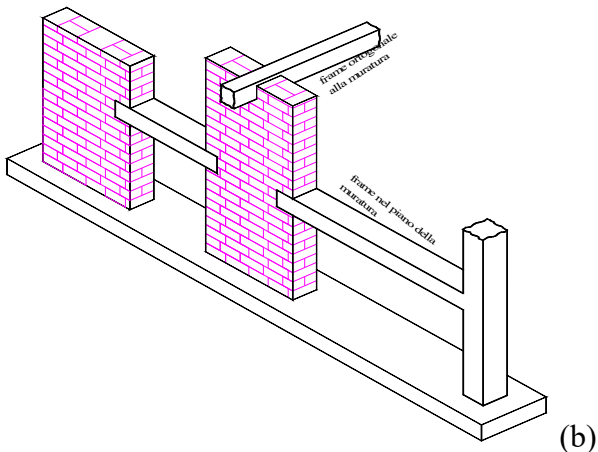
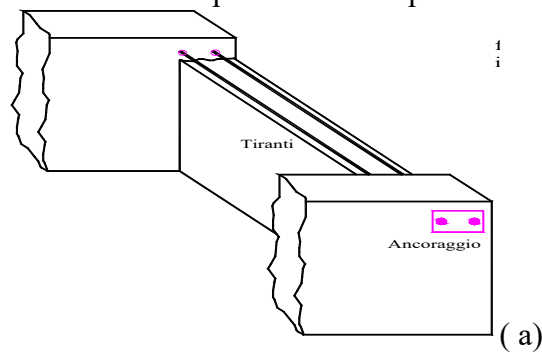


Schema meccanico elemento asta

Dal punto di vista flessionale, per cogliere le progressive plasticizzazioni dei frame e per consentire, nel caso di frame interagenti, l'interazione con la muratura, viene prevista la possibilità di suddividere il frame in un numero arbitrario di sottoelementi mediante l'introduzione di nodi intermedi.

L'aspetto più importante legato all'introduzione degli elementi frame non è tanto il comportamento proprio degli elementi quanto, invece, la modellazione dell'interazione tra questi e gli elementi murari.

Seguendo la classificazione fatta in precedenza, si hanno frame liberi e frame interagenti. I frame liberi, interagiscono con la muratura solo in corrispondenza degli estremi. Questi ultimi possono simulare elementi in calcestruzzo esterni alla muratura connessi con essa solo in modo puntuale oppure, molto più frequentemente, elementi quali tiranti o catene, che vengono ancorati in corrispondenza degli angoli di un edificio o in corrispondenza delle zone della parete in muratura interessate dalla presenza dei capi-chiave.

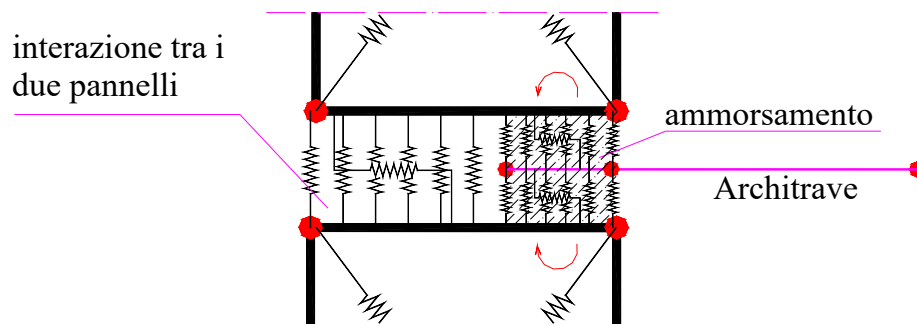


Esempi di frame non completamente inglobati nella muratura ma interagenti con essa:
(a) inserimento di tiranti; (b) telai in c.a. collaboranti con la struttura muraria.

Un elemento frame può essere vincolato in corrispondenza di un vertice a un pannello murario mediante un vincolo interno, fisso o cedevole elasticamente, in tal caso potrà trasferire forze alla muratura ma non viene prevista la possibilità di trasferire coppie.

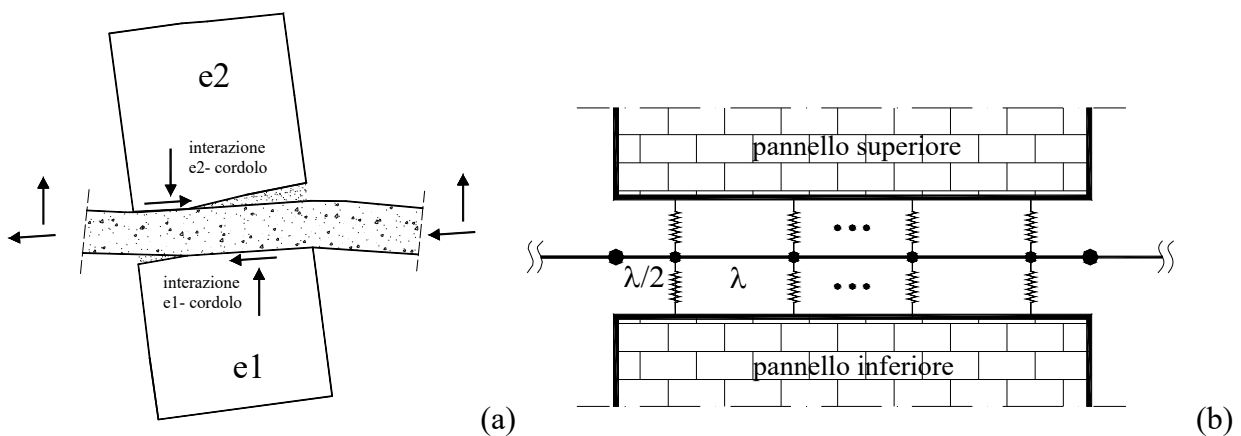
L'accoppiamento tra un frame e la muratura può avvenire per interposizione di molle non lineari che simulano la zona di ammorsamento. In tal caso il grado di vincolo dipende dalla lunghezza della parte di elemento a contatto e varia durante l'evolversi dell'analisi.

Tale possibilità risulta molto utile per simulare fenomeni di sfilamento o di distacco come, ad esempio, per gli architravi, spesso dotati di esigue lunghezze di ancoraggio per cui il contributo del frame viene limitato fortemente dal collasso del vincolo.



Esempio di modellazione degli elementi architrave.

Si consideri adesso la situazione di un elemento strutturale totalmente inserito tra due pannelli murari e interagente con essi (ad esempio cordolo di piano). In questo il frame interagisce lungo tutto il suo sviluppo con la muratura, sia da un punto di vista flessionale che da un punto di vista assiale.

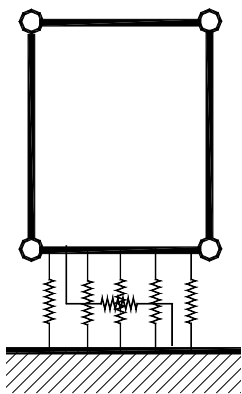


Schematizzazione dell'interazione tra due pannelli e un frame intermedio: comportamento reale (a) e modellazione (b).

Naturalmente il frame deve essere suddiviso in sottoelementi e tale suddivisione deve necessariamente essere coerente con la distribuzione delle molle di interfaccia.

9.4 Interazione con il suolo

L'interazione con il suolo è garantito da interfacce del tutto analoghe a quelle interposte tra i pannelli. La rigidità delle molle trasversali viene tarata in modo da considerare la deformabilità della muratura e quella del terreno (terreno elastico alla Winkler).



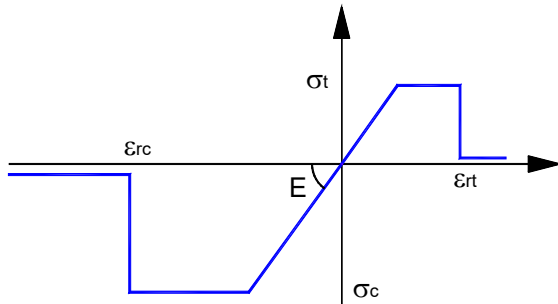
Interfaccia pannello - suolo

6.5 Legami costitutivi

Muratura: I tre aspetti fondamentali della muratura: flessione, taglio e scorrimento vengono modellati in modo indipendenti con legami costitutivi specifici.

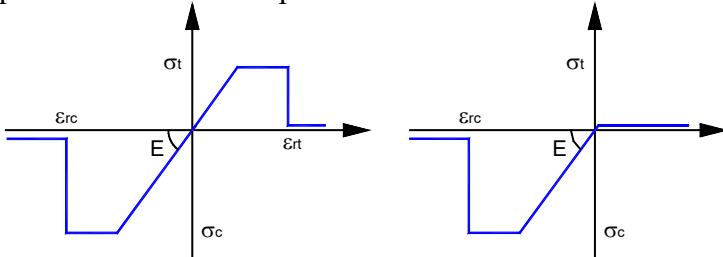
Il comportamento assiale flessionale della muratura, concentrato nelle molle trasversali di interfaccia, è di tipo elastico perfettamente plastico con limitazioni negli spostamenti sia a trazione che a compressione. Esso viene assegnato dall'utente attraverso i seguenti parametri:

- E : modulo di deformabilità normale;
- σ_t : resistenza a trazione;
- σ_c : resistenza a compressione;
- ε_t : deformazione ultima a trazione;
- ε_c : deformazione ultima a compressione;



Legame costitutivo a flessione della muratura.

Il comportamento è di tipo fessurante: nel caso in cui viene raggiunto il limite di rottura a compressione si ha la rottura definitiva della muratura. In caso di rottura a trazione il materiale perde la possibilità di resistere a successivi carichi a trazione (materiale fessurato), continua a potere resistere a compressione nel momento in cui viene ripristinato il contatto tra gli elementi.



(a) (b)

Comportamento di tipo fessurante: (a) muratura integra; (b) muratura fessurata.

Il comportamento a taglio dei pannelli viene modellato mediante un legame elastico-plastico simmetrico a trazione e a compressione, superficie di snervamento alla Coulomb e limite nelle deformazioni.

I parametri caratterizzanti il legame sono :

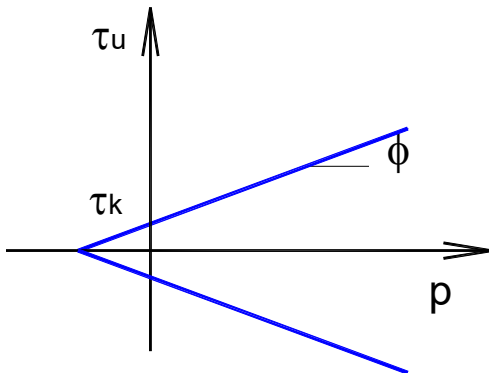
- G : modulo di deformabilità tangenziale;
- τ_k : resistenza a taglio in assenza di sforzo normale;
- ϕ : tangente dell'angolo di attrito interno;
- τ_u : scorrimento ultimo;

La resistenza ultima a taglio (T_u) è data dalla seguente relazione:

$$\tau_u = \tau_k + p\phi$$

$$T_u = \tau_u \cdot A$$

dove p rappresenta la compressione media agente sul pannello, A l'area trasversale. Il dominio di snervamento vien riportato in figura.



Dominio di snervamento a taglio di tipo alla Coulomb .

Il comportamento a scorrimento viene modellato mediante un legame rigido plastico con snervamento alla Coulomb caratterizzato da un valore di coesione (c) e angolo di attrito interno (ϕ).

Calcestruzzo e acciaio: Al fine di determinare il legame delle cerniere plastiche si fa riferimento a un legame parabola rettangolo per il calcestruzzo ed elastico perfettamente plastico per l'acciaio. Noto il legame momento curvatura per la sezione considerata, le cerniere plastiche avranno comportamento di tipo rigido plastico, con resistenza pari al momento ultimo della sezione.

RELAZIONE SUI MATERIALI

- CEMENTO ARMATO

Calcestruzzi

Riferimenti: D.M. 14.01.2008, par. 11.2;

UNI ENV 13670-1:2001;

Linee Guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale e per la valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo pubblicate dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici;

UNI EN 206-1/2006;

UNI 11104.

Qualità dei componenti

La sabbia deve essere viva, con grani assortiti in grossezza da 0 a 3 mm, non proveniente da rocce in decomposizione, scricchiolante alla mano, pulita, priva di materie organiche, melmose, terrose e di salsedine.

La ghiaia deve contenere elementi assortiti, di dimensioni fino a 16 mm, resistenti e non gelivi, non friabili, scevri di sostanze estranee, terra e salsedine. Le ghiaie sporche vanno accuratamente lavate. Anche il pietrisco proveniente da rocce compatte, non gessose né gelive, dovrà essere privo di impurità od elementi in decomposizione.

In definitiva gli inerti dovranno essere lavati ed esenti da corpi terrosi ed organici. Non sarà consentito assolutamente il misto di fiume. L'acqua da utilizzare per gli impasti dovrà essere potabile, priva di sali (cloruri e solfuri).

Potranno essere impiegati additivi fluidificanti o superfluidificanti per contenere il rapporto acqua/cemento mantenendo la lavorabilità necessaria.

Prescrizione per inerti

Sabbia viva 0-7 mm, pulita, priva di materie organiche e terrose; sabbia fino a 30 mm (70mm per fondazioni), non geliva, lavata; pietrisco di roccia compatta.

Assortimento granulometrico in composizione compresa tra le curve granulometriche sperimentali:

- passante al vaglio di mm 16 = 100%
- passante al vaglio di mm 8 = 88-60%
- passante al vaglio di mm 4 = 78-36%
- passante al vaglio di mm 2 = 62-21%
- passante al vaglio di mm 1 = 49-12%
- passante al vaglio di mm 0.25 = 18-3%

Prescrizione per il disarmo

Indicativamente: pilastri 3-4 giorni; solette modeste 10-12 giorni; travi, archi 24-25 giorni, mensole 28 giorni.

Per ogni porzione di struttura, il disarmo non può essere eseguito se non previa autorizzazione della Direzione Lavori.

Provini da prelevarsi in cantiere

Un prelievo è costituito da 2 provini: n° 2 cubi di lato 15 cm;

un prelievo ogni 100 mc

$$\sigma_{c28} \geq 3 \cdot \sigma_{c\text{adm}};$$

$$R_{ck\ 28} = R_m - 35 \text{ kg/cm}^2;$$

$$R_{min} > R_{ck} - 35 \text{ kg/cm}^2$$

Parametri caratteristici e tensioni limite per il metodo degli stati limite

Tabella riassuntiva per vari R_{ck}

R_{ck}	f_{ck}	f_{cd}	f_{ctm}	u.m.
250	207.5	117.6	10.5	[kg/cm ²]
300	249.0	141.1	11.9	[kg/cm ²]

350	290.5	164.6	13.3	[kg/cm ²]
400	332.0	188.1	14.5	[kg/cm ²]
450	373.5	211.6	15.7	[kg/cm ²]
500	415.0	235.2	16.8	[kg/cm ²]

R _{ck}	f _{ck}	f _{cd}	f _{ctm}	u.m.
25	20.75	11.75	1.05	[N/mm ²]
30	24.90	14.11	1.19	[N/mm ²]
35	29.05	16.46	1.32	[N/mm ²]
40	33.20	18.81	1.44	[N/mm ²]
45	37.35	21.16	1.56	[N/mm ²]
50	41.50	23.51	1.67	[N/mm ²]

legenda:

- f_{ck} (resistenza cilindrica a compressione);
f_{ck} = 0.83 R_{ck};
- f_{cd} (resistenza di calcolo a compressione);
f_{cd} = α_{cc}*f_{ck}/γ_c
- f_{ctd} (resistenza di calcolo a trazione);
f_{ctd} = f_{ctk}/γ_c;
f_{ctk} = 0.7*f_{ctm};
f_{ctm} = 0.30*f_{ck}^{2/3} per classi ≤ C50/60
f_{ctm} = 2.12*ln[1+f_{cm}/10] per classi > C50/60

Valori indicativi di alcune caratteristiche meccaniche dei calcestruzzi impiegati:

Ritiro (valori stimati): 0.25 mm/m (dopo 5 anni, strutture non armate);
0.10 mm/m (strutture armate).

Rigonfiamento in acqua (valori stimati): 0.20 mm/m (dopo 5 anni in strutture armate).

Dilatazione termica: 10*10⁻⁶ °C⁻¹.

Viscosità φ = 1.70.

DURABILITA' DEL CALCESTRUZZO

4.1.2.2.4.3 delle NTC 2008: **Condizioni ambientali**

Le condizioni ambientali, ai fini della protezione contro la corrosione delle armature metalliche, possono essere suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato

nella Tab. 4.1.III con riferimento alle classi di esposizione definite nelle Linee Guida per il calcestruzzo strutturale emesse dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Tabella 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Per le definizioni delle classi di esposizione si rimanda al Prospetto classi di esposizione e composizione **UNI EN 206-1 (uni 11104 marzo 2004)** riportato nelle pagine che seguono.

4.1.2.2.4.4 delle NTC 2008: **Sensibilità delle armature alla corrosione**

Le armature si distinguono in due gruppi:

- armature sensibili;
- armature poco sensibili.

Appartengono al primo gruppo gli acciai da precompresso. Appartengono al secondo gruppo gli acciai ordinari. Per gli acciai zincati e per quelli inossidabili si può tener conto della loro minor sensibilità alla corrosione.

4.1.2.2.4.5 delle NTC 2008: Scelta degli stati limite di fessurazione

Nella Tab. 4.1.IV sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle esigenze sopra riportate.

Tabella 4.1.IV – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

w_1, w_2, w_3 sono definiti al § 4.1.2.2.4.1, il valore di calcolo w_d , è definito al § 4.1.2.2.4.6 delle NTC 2008.

C4.1.6.1.3 della Circolare 617/09: Copriferro e interferro

Con riferimento al §4.1.6.1.3 delle NTC, al fine della protezione delle armature dalla corrosione il valore minimo dello strato di **ricoprimento di calcestruzzo (copriferro)** deve rispettare quanto indicato in Tabella C4.1.IV, nella quale sono distinte le tre condizioni ambientali di Tabella 4.1.IV delle NTC. I valori sono espressi in mm e sono distinti in funzione dell'armatura, barre da c.a. o cavi aderenti da c.a.p. (fili, trecce e trefoli), e del tipo di elemento, a piastra (solette, pareti,...) o monodimensionale (travi, pilastri,...).

A tali valori di tabella vanno aggiunte le tolleranze di posa, pari a 10 mm o minore, secondo indicazioni di norme di comprovata validità.

I valori della Tabella C4.1.IV si riferiscono a costruzioni con vita nominale di 50 anni (Tipo 2 secondo la Tabella 2.4.I delle NTC). Per costruzioni con vita nominale di 100 anni (Tipo 3 secondo la citata Tabella 2.4.I) i valori della Tabella C4.1.IV vanno aumentati di 10 mm. Per classi di resistenza inferiori a C_{min} i valori della tabella sono da aumentare di 5 mm. Per produzioni di elementi sottoposte a controllo di qualità che preveda anche la verifica dei copriferri, i valori della tabella possono essere ridotti di 5 mm.

Per acciai inossidabili o in caso di adozione di altre misure protettive contro la corrosione e verso i vani interni chiusi di solai alleggeriti (alveolari, predalles, ecc.), i copriferri potranno essere ridotti in base a documentazioni di comprovata validità.

Tabella C4.1.IV Copriferri minimi in mm

			barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
C_{min}	C_0	ambiente	$C \geq C_0$	$C_{min} \leq C < C_0$	$C \geq C_0$	$C_{min} \leq C < C_0$	$C \geq C_0$	$C_{min} \leq C < C_0$	$C \geq C_0$	$C_{min} \leq C < C_0$

C25/30	C35/45	ordinari	15	20	20	25	25	30	30	35
C28/35	C40/50	o	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	aggressiv	35	40	40	45	45	50	50	50

Cmin = classe di resistenza minima del calcestruzzo

Co = classe di resistenza ordinaria del calcestruzzo

PROSPETTO CLASSI DI ESPOSIZIONE E COMPOSIZIONE UNI EN 206-1 (UNI 11104 MARZO 2004)

Denom. della classe	Descrizione dell'ambiente	Esempi informativi di situazioni a cui possono applicarsi le classi di esposizione	UNI 9858	A/C MAX	R'ck min.	Dos. Min. Cem. KG.
---------------------------	--------------------------------------	---	-------------	------------	--------------	-----------------------------

1 Assenza di rischio di corrosione o attacco

X0	Per calcestruzzo privo di armatura o inserti metallici: tutte le esposizioni eccetto dove c'è gelo e disgelo o attacco chimico. Calcestruzzi con armatura o inserti metallici: in ambiente molto asciutto	Interno di edifici con umidità relativa molto bassa. Calcestruzzo non armato all'interno di edifici. Calcestruzzo non armato immerso in suolo non aggressivo o in acqua non aggressiva. Calcestruzzo non armato soggetto ad cicli di bagnato asciutto ma non soggetto ad abrasioni, gelo o attacco chimico	1	---	15	---
-----------	---	--	---	-----	----	-----

2 Corrosione indotta da carbonatazione

Nota – Le condizioni di umidità si riferiscono a quelle presenti nel copriferro e nel ricoprimento di inserti metallici, ma in molti casi si può considerare che tali condizioni riflettano quelle dell'ambiente circostante, in questi la classificazione dell'ambiente circostante può essere adeguata. Questo può non essere il caso se c'è una barriera fra il calcestruzzo ed il suo ambiente.

XC1	Asciutto o permanentemente bagnato	Interni di edifici con umidità relativa bassa. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con le superfici all'interno di strutture con eccezione delle parti esposte a condensa o immerse in acqua	2a	0,60	30	300
XC2	Bagnato, raramente asciutto	Parti di strutture di contenimento liquidi, fondazioni. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso prevalentemente immerso in acqua o terreno non aggressivo.	2a	0,60	30	300
XC3	Umidità moderata	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici esterne riparate dalla pioggia o in interni con umidità da moderata ad alta	5a	0,55	35	320
XC4	Ciclicamente asciutto e bagnato	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici soggette ad alternanze di asciutto ed umido. Calcestruzzi a vista in ambienti urbani.	4a, 5b	0,50	40	340

3 Corrosione indotta da cloruri esclusi quelli provenienti dall'acqua di mare

XD1	Umidità moderata	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in superfici o parti di ponti e viadotti esposti a spruzzi d'acqua contenenti cloruri	5a	0,55	35	320
XD2	Bagnato, raramente asciutto	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in elementi strutturali totalmente immersi in acqua industriali contenente cloruri (piscine)	4a, 5b	0,50	40	340
XD3	Ciclicamente asciutto e bagnato	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso, di elementi strutturali direttamente soggetti agli agenti disgelanti o agli spruzzi contenenti agenti disgelanti. Calcestruzzo armato o precompresso, elementi con una superficie immersa in acqua contenente cloruri e l'altra esposta all'aria. Parti di ponti, pavimentazioni e parcheggi per auto.	5c	0,45	45	360

4 Corrosione indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare

XS1	Esposto alla salsedine marina ma non direttamente in contatto con l'acqua	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali sulle coste o in prossimità	4a, 5b	0,50	40	340
------------	---	---	--------	------	----	-----

XS2	Permanentemente sommerso	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso di strutture marine completamente immersa in acqua	5c	0,45	45	360
XS3	Zone esposte agli spruzzi oppure alla marea	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali esposti alla battigia o alle zone soggette agli spruzzi ed onde del mare	5c	0,45	45	360

5 Attacco dei cicli gelo/disgelo con o senza disgelanti *(NB XF2 – XF3 – XF4 contenuto minimo aria 3%)						
XF1	Moderata saturazione d'acqua, in assenza di agente disgelante	Superfici verticali di calcestruzzo come facciate o colonne esposte alla pioggia ed al gelo. Superfici non verticali e non soggette alla completa saturazione ma esposte al gelo, alla pioggia o all'acqua	4a, 5b	0,50	40	320
XF2*	Moderata saturazione d'acqua in presenza di agente disgelante	Elementi come parti di ponti che in altro modo sarebbero classificati come XF1 ma che sono esposti direttamente o indirettamente agli agenti disgelanti	3, 4b	0,50	30	340
XF3*	Elevata saturazione d'acqua in assenza di agente disgelante	Superfici orizzontali in edifici dove l'acqua può accumularsi e che possono essere soggetti ai fenomeni di gelo, elementi soggetti a frequenti bagnature ed esposti al gelo	2b, 4b	0,50	30	340
XF4*	Elevata saturazione d'acqua con presenza di agente antigelo oppure acqua di mare	Superfici orizzontali quali strade o pavimentazioni esposte al gelo ed ai sali disgelanti in modo diretto od indiretto, elementi esposti al gelo e soggetti a frequenti bagnature in presenza di agenti disgelanti o di acqua di mare	3, 4b	0,45	35	360

6 Attacco chimico **)						
XA1	Ambiente chimicamente debolmente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Contenitori di fanghi e vasche di decantazione. Contenitori e vasche per acqua reflue	5a	0,55	35	320
XA2	Ambiente chimicamente moderatamente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Elementi strutturali o pareti a contatto di terreni aggressivi	5b	0,50	40	340
XA3	Ambiente chimicamente fortemente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Elementi strutturali o pareti a contatto di acqua industriali fortemente aggressive. Contenitori di foraggi, mangimi e liquami provenienti dall'allevamento animale. Torri di raffreddamento di fumi e gas di scarico industriali.	5c	0,45	45	360

*) il grado di saturazione della seconda colonna riflette la relativa frequenza con cui si verifica il gelo in condizioni di saturazione: moderato occasionalmente gelato in condizioni di saturazione; elevato alta frequenza di gelo in condizioni di saturazione.

**) da parte di acque del terreno o acqua fluenti

SPECIFICHE DI ESECUZIONE DA ADOTTARE PER GLI IMPASTI DEL CLS, LA MESSA IN OPERA, LA MATURAZIONE DEI GETTI E IL DISARMO E DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Confezionamento

Il confezionamento del calcestruzzo, cioè l'impasto dei componenti opportunamente dosati, è un'operazione fondamentale per ottenere la resistenza richiesta. E' necessario anche considerare fattori quali l'immagazzinamento (il cemento deve essere conservato in sacchi o sili, deve essere accuratamente preservato dall'umidità, e impiegato senza stazionare troppo a lungo in cantiere), la dosatura, e la miscelazione dei componenti.

Getto

Lo scarico del calcestruzzo fornito già confezionato, viene effettuato mediante apposite canalette, se la casseratura è situata a quota più bassa dell'autobetoniera, oppure impiegando pompe montate su autocarro, nel caso di getti a quota superiore, o di casserature di particolare conformazione, oppure difficilmente accessibili.

Durante la fase di getto è necessario evitare la segregazione dei componenti: specialmente nel caso di impasti fluidi, infatti, gli aggregati più grossi tendono a portarsi verso il fondo mentre la parte più fine tende a risalire; è necessario che l'altezza di caduta sia minima e che si riduca la possibilità di urti contro le pareti della cassaforma e l'armatura metallica. In particolare, nel getto di pareti, l'impasto deve essere versato in strati successivi uniformemente disposti in lunghezza.

Per rendere più agevole il distacco del calcestruzzo dalla casseratura al momento del disarmo, le superfici interne delle casseforme devono essere trattate con disarmanti, in modo da ridurre al minimo l'aderenza tra i

due materiali. Essi non devono produrre alterazioni del calcestruzzo, e devono essere applicati a spruzzo o con spazzole o rulli, in modo da formare una pellicola di spessore uniforme.

Costipamento

Il costipamento è un'operazione estremamente importante perché consente di riempire completamente la cassaforma, di inglobare l'armatura metallica e di dare la necessaria compattezza al getto. Esso influisce notevolmente anche sulla resistenza del calcestruzzo.

Il costipamento può essere manuale, adatto per impasti fluidi, ovvero meccanico, nel caso di impasti a consistenza umida con un basso rapporto acqua/cemento. I sistemi di vibrazione possono essere per vibrazione interna (generata da appositi apparecchi ad ago immersi direttamente nella massa del calcestruzzo), vibrazione esterna (trasmessa all'impasto attraverso la cassaforma grazie a particolari apparecchi fissati al suo esterno).

Le casserature devono essere realizzate in modo da non subire deformazioni per effetto della pressione esercitata dal calcestruzzo allo stato fluido o per altre cause.

Il costipamento deve essere effettuato in modo uniforme e per un periodo di tempo adeguato, senza tuttavia esagerare perché potrebbero iniziare fenomeni di separazione degli aggregati (segregazione). Esso si può considerare concluso quando sulla superficie del getto non affiorano più bollicine d'aria, ma si forma un velo di malta fine di aspetto lucido e uniforme.

Maturazione

Sono necessari particolari accorgimenti durante la fase di maturazione: in condizioni normali, la maturazione si compie in un periodo più o meno lungo, al termine del quale il calcestruzzo raggiunge le caratteristiche di resistenza previste. Per ottenere una presa e un indurimento regolari occorre però che il calcestruzzo si trovi a una temperatura non troppo elevata né troppo bassa (20°C) per tutto il periodo e, in particolar modo, nella fase iniziale. Un aumento della temperatura oltre le condizioni normali produce in genere un'accelerazione della presa e dell'indurimento dei getti, senza che ciò pregiudichi il raggiungimento della qualità prevista del calcestruzzo. Una temperatura troppo elevata (>30°C) può però determinare una eccessiva evaporazione superficiale che, sottraendo acqua alla massa dell'impasto, non permette di raggiungere la completa idratazione del cemento. In questa situazione, evidenziata dalla comparsa di una pulverulenza superficiale del calcestruzzo, si ottengono valori di resistenza inferiori a quelli previsti. Una temperatura troppo elevata può inoltre causare un rapido ritiro della massa del getto con la possibile formazione di screpolature superficiali del calcestruzzo. Per evitare questi inconvenienti, durante la stagione estiva o in ambienti troppo caldi, devono essere osservati particolari accorgimenti per ridurre l'evaporazione dell'acqua, quali:

- bagnare abbondantemente, prima del getto, i blocchi forati dei solai (in modo che il laterizio non sottragga acqua all'impasto), nonché le casseforme, se sono di legno;
- effettuare frequenti e abbondanti spruzzature, dopo il getto, in modo da mantenere, per quanto possibile, il contatto con l'acqua o con un ambiente a elevato contenuto di umidità. Le condizioni migliori per la maturazione sarebbero quelle in cui si ha il contatto diretto del calcestruzzo con l'acqua;
- coprire i getti con materiali (per esempio sabbia, o con la stessa carta dei sacchi di cemento), che restino imbevuti a lungo di acqua e la mantengono a contatto con il calcestruzzo;
- spruzzare i getti con prodotti atti a formare una pellicola protettiva, oppure coprirli con fogli di plastica, che impediscano l'evaporazione dell'acqua contenuta nelle opere in corso di maturazione;
- eseguire getti nelle ore meno calde della giornata, preferibilmente nelle ore serali.

Gli elementi di calcestruzzo armato maggiormente soggetti all'evaporazione dell'acqua d'impasto sono quelli caratterizzati da una grande estensione superficiale, come i solai; altri elementi, come i pilastri o le pareti, sono meno esposti, essendo a contatto con la cassaforma per la massima parte della loro superficie.

Anche la presenza del vento può determinare un'elevata evaporazione dell'acqua e favorire la formazione di crepe superficiali dovute a un rapido ritiro del calcestruzzo.

Al contrario, un abbassamento della temperatura al di sotto delle condizioni normali determina un rallentamento della maturazione del calcestruzzo.

Scendendo a temperature inferiori a 0°C i getti possono subire deterioramenti molto pericolosi, specialmente se l'azione del gelo si manifesta nella fase iniziale di presa e d'indurimento del calcestruzzo. Il gelo produce infatti una disgregazione della massa del materiale, tanto più dannosa quanto minori sono gli spessori degli elementi strutturali interessati.

Se si devono assolutamente continuare i lavori anche in condizioni ambientali sfavorevoli, è quindi necessaria l'adozione dei seguenti accorgimenti adatti per temperature non inferiori a -3°C:

- impiegare cementi a rapido indurimento, caratterizzati da un calore di idratazione più elevato, e aumentare la loro dosatura;
- usare acqua riscaldata e aggregati conservati in ambienti riparati dai rigori dell'ambiente esterno;
- ricorrere ad additivi aeranti, che sviluppino una buona difesa rispetto al gelo, oppure ad additivi anti-gelo, che abbassino il punto di congelamento dell'acqua;

- eseguire i getti nelle ore più calde della giornata (meglio se soleggiate) e successivamente ricoprirli con materiali termoisolanti, che riducano la dispersione del calore di idratazione dalla massa del calcestruzzo.

Occorre tuttavia sottolineare che gli accorgimenti descritti non danno più affidamento quando la temperatura scende al disotto di -3°C : in queste condizioni è buona regola sospendere l'esecuzione dei getti di calcestruzzo.

Gli elementi più esposti al pericolo di deterioramenti causati dal gelo sono quelli che hanno uno spessore limitato e una grande superficie scoperta a contatto con l'aria.

Disarmo

Il disarmo consiste nella rimozione delle casserature che hanno contenuto il getto di calcestruzzo durante tutta la fase di maturazione. La decisione di disarmare spetta al Direttore dei Lavori: l'operazione non deve comunque avvenire prima che la resistenza del conglomerato abbia raggiunto il valore necessario in relazione all'impiego della struttura all'atto del disarmo. Inoltre, lo smontaggio della cassetta deve avvenire gradualmente in modo da evitare che gli elementi debbano sopportare sollecitazioni elevate.

In assenza di specifici accertamenti della resistenza del conglomerato, e in normali condizioni esecutive e ambientali di maturazione, è opportuno osservare i tempi minimi di disarmo, da misurare a partire dal giorno del getto, indicati:

- sponde dei casseri di travi e pilastri: 3 giorni
- casserature di solette di luce modesta: 10 giorni
- puntelli e centine di travi, archi e volte: 24 giorni
- elementi strutturali a sbalzo: 28 giorni

E' però buona regola detrarre dal computo dei giorni tutti quelli in cui la temperatura non si è innalzata decisamente al disopra dello zero: in tali giorni si può infatti presumere che il processo di indurimento del calcestruzzo non sia progredito.

La possibilità di accelerare la maturazione del calcestruzzo consente di ridurre i tempi minimi di disarmo.

Si devono intendere parti integranti delle presenti indicazioni le norme specifiche UNI ENV 13670-1:2001 e le Linee Guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale e per la valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo pubblicate dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Acciaio per C.A. relativo agli elementi strutturali esistenti

Feb38k

Tensione nominale di snervamento: $f_{y \text{ nom}}$	375 N/mm ²
Tensione nominale di rottura: $f_t \text{ nom}$	450 N/mm ²
Tensione di progetto: f_{yd}	$f_{yk} / \gamma_s = 450 / 1.15 = 391 \text{ N/mm}^2$

Tabella 11.3.Ib

CARATTERISTICHE	REQUISITI
Allungamento (A_{gt})k:	$\geq 14 \%$

Diametro del mandrino per prove di piegamento a 90° e successivo raddrizzamento senza cricche:	
$\varnothing < 12 \text{ mm}$	4 \varnothing
$12 \leq \varnothing \leq 16 \text{ mm}$	5 \varnothing
per $16 < \varnothing \leq 25 \text{ mm}$	8 \varnothing
	10 \varnothing

Muratura esistente in mattoni pieni

Si allegano i certificati relativi ai sondaggi effettuati sui mattoni che compongono la muratura. Per le caratteristiche si rimanda ai tabulati di calcolo

Calcestruzzo relativo agli elementi strutturali esistenti

Si allegano i certificati relativi ai sondaggi effettuati sui mattoni che compongono la muratura. Per le caratteristiche si rimanda ai tabulati di calcolo

Acciaio per Carpenteria metallica relativa alle travi sui balconi

Proprietà dei materiali per la fase di analisi strutturale

Modulo Elastico: $E = 2.100.000 \text{ kg/cm}^2$ (210.000 N/mm^2)

Coefficiente di Poisson: $\nu = 0.3$

Modulo di elasticità trasversale: $G = E / [2 \cdot (1 + \nu)]$ (N/mm^2)

Coefficiente di espansione termica lineare: $\alpha = 12 \cdot 10^{-6} \text{ per } ^\circ\text{C}^{-1}$ (per $T < 100^\circ\text{C}$)

Densità: $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$

Caratteristiche minime dei materiali

	S235	S275	S355	S355
tensione di rottura	360 N/mm^2	430 N/mm^2	510 N/mm^2	550 N/mm^2
tensione di snervamento	235 N/mm^2	275 N/mm^2	355 N/mm^2	440 N/mm^2

Bulloneria

Nelle unioni con bulloni si assumono le seguenti resistenze di calcolo:

STATO DI TENSIONE					
CLASSE VITE	f_{tb} (N/mm^2)	f_{yb} (N/mm^2)	$f_{k,N}$ (N/mm^2)	$f_{d,N}$ (N/mm^2)	$f_{d,V}$ (N/mm^2)
4.6	400	240	240	240	170
5.6	500	300	300	300	212

6.8	600	480	360	360	255
8.8	800	640	560	560	396
10.9	1000	900	700	700	495

legenda:

$f_{k,N}$ è assunto pari al minore dei due valori $f_{k,N} = 0.7 f_t$ ($f_{k,N} = 0.6 f_t$ per viti di classe 6.8)

$f_{k,N} = f_y$ essendo f_{tb} ed f_{yb} le tensioni di rottura e di snervamento

$f_{d,N} = f_{k,N}$ = resistenza di calcolo a trazione

$f_{d,v} = f_{k,N} / \sqrt{2}$ = resistenza di calcolo a taglio

Saldature

Su tutte le saldature è stato eseguito un controllo visivo e dimensionale. Le saldature più importanti (ad esempio le saldature delle giunzioni flangiate) sono state controllate a mezzo di tecniche non distruttive.

Il filo di saldatura utilizzato è di tipo IT-SG3 (Saldature ad alta resistenza, fino a 600N/mm²), ed ha le seguenti caratteristiche:

Caratteristiche meccaniche: R=590N/mm²; S=420N/mm²; KV (20°C) = 50J

Composizione chimica media: C = 0.08%; Mn = 1.4%; Si = 0.8%; P = 0.02%; S = 0.02%.

I saldatori utilizzati per la costruzione delle strutture sono certificati secondo la UNI EN 287/1.

Muratura in Poroton nuova

$f_m = 2,55$ Mpa

$\tau_0 = 0,05$ Mpa

E = 5100 Mpa

G = 2040 Mpa

W = 12 KN/m³ Mpa

Acciai in profilati, barre, piatti laminati per la realizzazione di strutture composte

E' ammesso l'impiego di acciai conformi alle norme armonizzate della serie UNI EN 10025 (per i laminati), UNI EN 10210 (per i tubi senza saldatura) e UNI EN 10219-1 (per i tubi saldati), recanti la Marcatura CE cui si applica il sistema di attestazione della conformità 2+, aventi le seguenti caratteristiche meccaniche in accordo con quanto specificato nel § 11.3.4.1 delle Norme Tecniche per le Costruzioni del 14.01.2008.

Laminati a caldo con profili a sezione aperta

norma e qualità degli acciai: UNI EN 10025 - 2

qualità degli acciai: S 275

spessori nominali degli elementi: $t \leq 40 \text{ mm}$

valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento $f_{yk} = 275 \text{ N/mm}^2$

valori nominali delle tensioni caratteristiche di rottura $f_{tk} = 430 \text{ N/mm}^2$ modulo

elastico $E = 210.000 \text{ N/mm}^2$

modulo di elasticità trasversale $G = E / [2 (1 + \nu)] \text{ N/mm}^2$

coefficiente di Poisson $\nu = 0,3$

coefficiente di espansione termica lineare $\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ per } ^\circ\text{C}^{-1}$ (per temperature fino a $100 \text{ } ^\circ\text{C}$)

densità $\rho = 7.850 \text{ kg/m}^3$

Laminati a caldo con profili a sezione cava

norma e qualità degli acciai: UNI EN 10210 – 1

qualità degli acciai: S 275

spessori nominali degli elementi: $t \leq 40 \text{ mm}$

valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento $f_{yk} = 275 \text{ N/mm}^2$

valori nominali delle tensioni caratteristiche di rottura $f_{tk} = 430 \text{ N/mm}^2$ modulo

elastico $E = 210.000 \text{ N/mm}^2$

modulo di elasticità trasversale $G = E / [2 (1 + \nu)] \text{ N/mm}^2$

coefficiente di Poisson $\nu = 0,3$

coefficiente di espansione termica lineare $\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ per } ^\circ\text{C}^{-1}$ (per temperature fino a $100 \text{ } ^\circ\text{C}$)

densità $\rho = 7.850 \text{ kg/m}^3$

Bulloni:

E' ammesso l'impiego di bulloni conformi per le caratteristiche dimensionali alle norme UNI EN ISO 4016:2002 e UNI 5592:1968, recanti la marcatura CE secondo la norma armonizzata europea EN 14592:2008, aventi le seguenti caratteristiche meccaniche in accordo con quanto specificato nel § 11.3.4.6 delle Norme Tecniche per le Costruzioni del 14.01.2008:

-viti ad alta resistente di classe 8.8 secondo UNI EN ISO 898-1:2001:

-tensioni caratteristiche di snervamento $f_{yb} = 649 \text{ N/mm}^2$

-tensioni caratteristiche di rottura $f_{tb} = 800 \text{ N/mm}^2$

-dadi ad alta resistente di classe 8 secondo UNI EN 20898-2 :1994;

-rosette Acciaio C 50 UNI EN 10083-2: 2006 temperato e rinvenuto HRC 32-40.

Legno lamellare incollato:

E' ammesso l'impiego di legno lamellare incollato conforme alla norma europea armonizzata della

serie UNI EN 14080, avente le seguenti caratteristiche meccaniche previste dalla norma UNI EN 1194:2000 in accordo con quanto specificato nel § 11.7.4.2 delle Norme Tecniche per le Costruzioni del 14.01.2008:

Legno lamellare incollato in lamelle di abete bianco - Classe di resistenza GL24h

Proprietà di resistenza

resistenza caratteristica a flessione: $f_{m,k} = 24,00 \text{ N/mm}^2$; resistenza caratteristica a trazione parallela $f_{t,0,k} = 16,50 \text{ N/mm}^2$; resistenza caratteristica a trazione perpendicolare $f_{t,90,k} = 0,40 \text{ N/mm}^2$; resistenza caratteristica a compressione parallela $f_{c,0,k} = 24,00 \text{ N/mm}^2$; resistenza caratteristica a compressione perpendicolare $f_{c,90,k} = 2,70 \text{ N/mm}^2$; resistenza caratteristica a taglio $f_{v,k} = 2,70 \text{ N/mm}^2$;

Proprietà di modulo elastico

Modulo elastico parallelo medio $E_{0,\text{mean}} = 11.600 \text{ N/mm}^2$;
Modulo elastico parallelo caratteristico $E_{0,05} = 9.400 \text{ N/mm}^2$;
Modulo elastico perpendicolare medio $E_{90,\text{mean}} = 390 \text{ N/mm}^2$;
Modulo elastico tangenziale medio $G_{\text{mean}} = 720 \text{ N/mm}^2$; *Massa*

volumica

Massa volumica caratteristica $\rho_k = 380 \text{ kg/m}^3$;

Durabilità per legno abete bianco

Classe di rischio d'uso (UNI EN 335-2:2006) = classe d'uso 3.2 – esterno, non protetto, frequentemente umido;

Classe di durabilità per funghi (UNI EN 350/1-2:1996) = classe 4 – poco durabile;

Classe di durabilità per Hylutrupes (UNI EN 350/1-2:1996) = NR – non resistente;

Classe di durabilità per Hesperophanes (UNI EN 350/1-2:1996) = R - resistente;

Classe di durabilità per Anobidae (UNI EN 350/1-2:1996) = NR – non resistente;

Classe di durabilità per LYCTUS (UNI EN 350/1-2:1996) = R - resistente;

Classe di durabilità per Termiti (UNI EN 350/1-2:1996) = NR – non resistente;

Classe di trattabilità alburno (UNI EN 350/1-2:1996) = classe n.4 – non impregnabile;

Classe di trattabilità durame (UNI EN 350/1-2:1996) = classe n.4 – non impregnabile;

Tipo di trattamento (UNI EN 460:1996) = classe n.4 – trattamento preservante normalmente raccomandato per classe di rischio n.4 e classe di durabilità n.4;

E' necessario il trattamento del legno massiccio utilizzato per esterno tramite l'utilizzo di preservanti in funzione della classe di rischio d'uso, della classe di durabilità, le modalità di

applicazione ed il valore critico di prodotto da utilizzare indicate nelle specifiche tecniche riportate nelle etichette secondo la norma UNI 599-2:1998.

INDICATORI DI RISCHIO

POST

PAG. 165

DIREZIONE X = $PGACLV/PGADLV = 0,684$

DIREZIONE Y = $PGACLV/PGADLV = 0,799$

ANTE

PAG. 150-151

DIREZIONE X = $PGACLV/PGADLV = 0,326$

DIREZIONE Y = $PGACLV/PGADLV = 0,326$