

COMMITTENTE / PROPRIETARIO / RAPPRESENTANTE LEGALE	RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO / RESPONSABILE DEI LAVORI
PROGETTISTA	DIRETTORE DEI LAVORI
COORDINATORE PER LA PROGETTAZIONE DEI LAVORI	COORDINATORE PER LA ESECUZIONE DEI LAVORI
IMPRESA APPALTATRICE	IMPRESA SUBAPPALTATRICE / IMPRESA ADDETTA AI LAVORI



ASSEGNAZIONI FSC
STRATEGIE TERRITORIALI D'AREA OMOGENEA - PROGRAMMA AMBIENTALE E DI RIGENERAZIONE CULTURALE
ATTRaverso L'UTILIZZO DI TECNOLOGIE SMART E DI ARTE CONTEMPORANEA
PER INNOVARE I PROCESSI E ACCOMUNARE I BISOGNI, NEGOZIARE I PROGETTI,
UNIRE E RIVITALIZZARE IL TERRITORIO, AUMENTARE L'ATTRATTIVA DELL'AREA
AREA OMOGENEA - PIANURA TORINESE - "P.A.R.C.O. SM.ART. PIANURA"

0	27/03/2026	Elaborazione alfa - numerica per progetto esecutivo			M N M
REV.	DATA	DESCRIZIONE			DIS. CON. APP.
MASSIMILIANO VIARENGO ARCHITETTO Via XXIV Maggio, 4 bis - Moncalieri (TO) Tel. 011/641.827 - Fax 011/641.827 e-mail: viarengo.massimiliano@studiogiallo.com pec: viarengo.max@architettitorinopec.it		COMMITTENTE COMUNE DI CANTALUPA VIA CHIESA, 43 - CANTALUPA (TO)			
		UBICAZIONE INTERVENTO COMUNE DI CANTALUPA (TO)			
OGGETTO LAVORI DI RIQUALIFICAZIONE URBANA ALL’INTERNO DEL CENTRO ABITATO TRA VIA TORINO ED IL TORRENTE NOCE					
DESCRIZIONE ELABORATO OPERE IN CEMENTO ARMATO NORMALE - RELAZIONE TECNICA -					
ALL.	DATA	COMMESSA / NOME FILE			
13		PROGETTO ESECUTIVO			
		0	3	2	5
		E	R	S	0
					0

Spett.le Amministrazione Comunale
di

- CANTALUPA -

In esecuzione al gradito incarico conferito a questo Studio, si accompagna la relazione tecnica inerente le opere in cl.s. armato normale, relativa ai lavori di riqualificazione urbana all'interno del centro abitato tra la Via Torino ed il Torrente Noce, presso il COMUNE DI CANTALUPA (TO), che prevede un importo complessivo di spesa pari a € 450.000,00.=.

Questo Studio, previ opportuni accordi, accurati sopralluoghi e sommari rilievi plani-altimetrici ha provveduto quindi all'esame dell'area e dei manufatti di interesse progettuale, predisponendo il presente documento di programmazione.

RELAZIONE TECNICA

(D.P.R. 6 giugno 2001 n° 380 art. 65)

Il progetto e la verifica della struttura nel suo complesso e dei singoli elementi costruttivi sono svolti in ottemperanza ai provvedimenti legislativi in vigore.

NORME TECNICHE DI APPLICAZIONE

- Legge n° 1086 del 5 novembre 1971 *“Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale, precompresso ed a struttura metallica”*.
- Legge n° 64 del 2 febbraio 1974 *“Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”*.
- UNI ENV 1998-1-1:2013, Eurocodice 8 *“Parte 1: Regole generali - Azioni sismiche e regole per gli edifici”*.
- UNI ENV 1998-1-3:2005, Eurocodice 8 *“Parte 3: Valutazione e adeguamento degli edifici”*.
- UNI ENV 1998-1-5:2005, Eurocodice 8 *“Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”*.

- UNI EN 1992-1-1:2015, Eurocodice 2 *“Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”*.
- UNI EN 1997-1:2013, Eurocodice 7 *“Parte 1: Regole Generali”*.
- D.P.R. n° 380 del 6 giugno 2001 *“Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia”*.
- Ordinanza del P.C.M. n° 3274 del 20 marzo 2003 *“Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”*.
- Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018 *“Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni”*.
- Circ. Min. LL. PP. n° 7 del 21 gennaio 2019 *“Istruzioni per l'applicazione delle <<Norme tecniche per le costruzioni>> di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018”*.

DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA DI SOSTEGNO A MENSOLA

L'unità strutturale in questione, ubicato nel comune di Cantalupa (TO) alla latitudine 44.9402436° e alla longitudine 7.3330292°, si trova a 459 metri sul livello del mare e dista dalla costa 114.5 chilometri. Si sviluppa per 0 piano fuori terra.

MATERIALI IMPIEGATI E RESISTENZE DI CALCOLO

Per la realizzazione dell'opera in oggetto saranno impiegati i seguenti materiali:

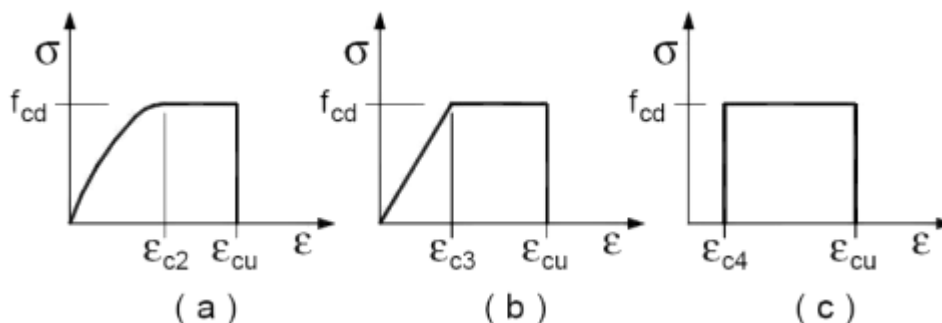
- Calcestruzzo di tipo C20/25 (Resistenza caratteristica $R_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$) armato con barre di acciaio ad aderenza migliorata di tipo B450C (Resistenza caratteristica $F_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$)
- Calcestruzzo di tipo C25/30 (Resistenza caratteristica $R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$) armato con barre di acciaio ad aderenza migliorata di tipo B450C (Resistenza caratteristica $F_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$)

I valori dei parametri caratteristici dei suddetti materiali sono riportati nei tabulati di calcolo, nella relativa sezione.

Per ciascuna classe di calcestruzzo impiegata sono riportati i valori di:

- Resistenza di calcolo a trazione (f_{ctd})
- Resistenza a rottura per flessione (f_{cm})
- Resistenza tangenziale di calcolo (τ_{Rd})
- Modulo elastico normale (E)
- Modulo elastico tangenziale (G)
- Coefficiente di sicurezza allo Stato Limite Ultimo del materiale (γ_c)
- Resistenza cubica caratteristica del materiale (R_{ck})
- Coefficiente di Omogeneizzazione
- Peso Specifico
- Coefficiente di dilatazione termica

I diagrammi costitutivi del calcestruzzo sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al punto 4.1.2.1.2.2 del D.M. 17 gennaio 2018; in particolare per le verifiche effettuate a pressoflessione retta è stato adottato il modello riportato in fig. (a).



Diagrammi di calcolo tensione/deformazione del calcestruzzo.

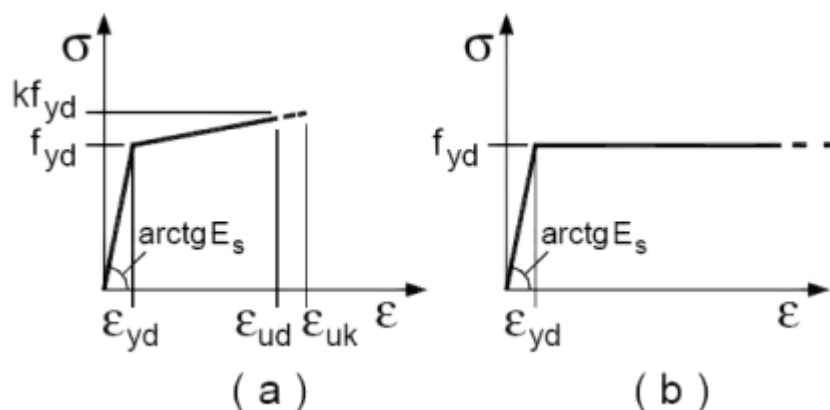
La deformazione massima $\epsilon_{c,max}$ è assunta pari a 0.0035.

Per l'acciaio sono riportati i valori di:

- Tensione caratteristica di snervamento trazione (f_{yk})
- Modulo elastico normale (E)
- Modulo elastico tangenziale (G)

- Coefficiente di sicurezza allo Stato Limite Ultimo del materiale (γ_f)
- Peso Specifico
- Coefficiente di dilatazione termica

I diagrammi costitutivi dell'acciaio sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al punto 4.1.2.1.2.3 del D.M. 14 gennaio 2008; in particolare è stato adottato il modello elastico perfettamente plastico descritto in b).



La resistenza di calcolo è data da f_{yk} / γ_f . Il coefficiente di sicurezza γ_f si assume pari a 1.15.

Tutti i materiali impiegati dovranno essere comunque verificati con opportune prove di laboratorio secondo le prescrizioni della vigente Normativa.

MODELLAZIONE SISMICA E STRUTTURALE

L'analisi numerica è condotta col metodo degli spostamenti ipotizzando un comportamento elastico-lineare degli elementi. È quindi utilizzata la tecnica degli elementi finiti connessi solo in corrispondenza di un numero prefissato di punti denominati nodi. I nodi sono definiti dalle tre coordinate cartesiane in un sistema di riferimento globale. Le incognite del problema sono gli spostamenti dei nodi (6 per ogni nodo) riferite al sistema di riferimento globale, unico per tutti i componenti.

Gli spostamenti incogniti sono ottenuti risolvendo un sistema di equazioni algebriche lineari i cui termini noti sono costituiti dalle forze concentrate nei nodi:

$$\mathbf{K} * \mathbf{u} = \mathbf{F}$$

in cui:

K = matrice di rigidezza della struttura

u = vettore spostamenti nodali

F = vettore forze nodali

La risoluzione numerica del sistema viene perseguita tramite il metodo di Cholesky. Ottenuti gli spostamenti vengono calcolate le sollecitazioni nei singoli elementi riferite al sistema di riferimento locale dell'elemento stesso. Gli elementi utilizzati per la modellazione dello schema strutturale sono:

Beam: Elemento con una dimensione prevalente che unisce due punti dello spazio. Utilizzato per travi, pilastri e pareti duttili. Il modello adottato è quello di Timoshenko.

Beam di Winkler: Beam su suolo elastico. Utilizzato per travi di fondazioni. Il modello adottato è quello di Eulero-Bernoulli su suolo elastico continuo.

Biella: Beam incernierato all'estremità. Utilizzata per modellare il comportamento membranale dei solai.

Shell Triangolare: Elemento bidimensionale triangolare con 3 nodi (corrispondenti ai 3 vertici) ottenuto dall'unione di un elemento lastra CST (Constant Strain Triangle) con 6 gdl e di un elemento piastra sottile di Kirchhoff DKT (Discrete Kirchhoff Triangle) ^[4-2] con 9 gdl.

Shell Rettangolare ^[4-1]: Elemento bidimensionale rettangolare con 4 nodi (corrispondenti ai 4 vertici) ottenuto dall'unione di un elemento lastra LSR (Linear Strain Rectangle) con 8 gdl e di un elemento piastra sottile di Kirchhoff ACM (Elemento Adini-Clough-Melosh, 1961-63) con 12 gdl.

Rigel: Elemento rettilineo a 2 nodi infinitamente rigido usato per modellare un legame infinitamente rigido tra due elementi finiti.

L'appoggio delle lastre sui pilastri è modellato aggiungendo dalle travi fittizie rigide che uniscono i nodi delle mesh ricadenti all'interno del pilastro. Il sistema di riferimento globale è orientato con l'asse z verso l'alto. Il sistema di riferimento globale è orientato con l'asse z verso l'alto. Il sistema di riferimento delle aste ha l'origine nel primo nodo dell'asta, gli assi x e y coincidenti con gli assi della sezione e l'asse z orientato come l'asta. Le rotazioni sono considerate positive se concorde con gli assi vettori. Nel sistema di riferimento locale

l'elemento shell giace nel piano x', y' . Per gli shell verticali l'asse x' è scelto parallelo al piano orizzontale con l'angolo $x'-x$ compreso tra -45° (escluso) e 135° ; l'asse y' è rivolto verso l'alto. Per gli shell orizzontali l'asse x' è parallelo all'asse x , e l'asse z' è rivolto verso l'alto.

L'analisi sismica è di tipo dinamica lineare (§7.3.3.1 NTC18) con masse concentrate sui nodi. Nell'analisi sismica SLV le non linearità geometriche (effetti P- Δ) sono prese in conto attraverso il fattore θ , come prescritto dai §§7.3.1 e 7.3.3.3 NTC18.

Analisi dinamica

I modi di vibrare della struttura sono calcolati mediante soluzione dell'equazione matriciale:

$$[K - \lambda M] * \psi = 0$$

dove:

ψ = autovettore

λ = autovalore

M = matrice delle masse

K = matrice delle rigidezze

Gli spostamenti dell' i -esimo modo hanno la forma:

$$u_i(t) = \psi_i * p_i * \sin(\omega_i t + \phi_i)$$

con:

$$\omega^2 = \lambda$$

ϕ = fase

p = ampiezza (scalare)

t = tempo (variabile indipendente)

La formula è risolta con il metodo di interazione nel sottospazio^[4-3] o col metodo di Lanczos. Per la costruzione della matrice M le masse sono considerate concentrate nei nodi e sono trascurate le masse rotazionali.

Calcolo sollecitazioni modali

Per ogni autovalore λ_i esistono infiniti autovettori ψ_i proporzionali tra loro. Nel seguito ci si riferisce alla forma ψ_i ortonormalizzata ad 1 con M, ovvero che verifica la:

$$\psi_i^T * M * \psi_i = 1$$

La matrice diagonale M può essere scritta come:

$$M = M_x + M_y + M_z$$

dove:

M_x [M_y , M_z] è la matrice delle sole masse traslazionali lungo x [lungo y, lungo z]

Si definisce il vettore:

$$m_x = M_x * \mu$$

dove:

μ è vettore con tutti elementi 1 e lunghezza pari alla dimensione della matrice M

Si definisce *fattore di partecipazione modale* lo scalare:

$$L_{ix} = \psi_i^T * m_x$$

Si può definire lo scalare:

$$p_{ix} = S_x * (T_i, \xi) * L_{ix} / \lambda_i$$

dove:

$T_i = 2 * \pi / \omega_i$ = periodo del modo i

La funzione $S_x(T, \xi)$ è lo spettro di progetto in accelerazione del sisma x. (§ 3.2.3.2 NTC08).

Il vettore degli spostamenti massimi dovuti all'eccitazione del modo i da parte del sisma x è calcolato con:

$$u_{ix \max} = p_{ix} * \psi_i$$

Nei tabulati di Jasp, per il modo i -esimo, sono riportate:

- le sollecitazioni calcolate a partire da spostamenti pari a ψ_i (espresso in metri);
- la tabella dei coefficienti p_{ix} denominati “*coefficienti di amplificazione modali*”.

La *quota di massa partecipante* del modo i al sisma x è lo scalare:

$$s_{ix} = L_{ix}^2 / (\mu^T * m_x)$$

dove:

$\mu^T * m_x$ è la somma delle masse sismiche per il sisma x

Per la combinazione degli effetti riguardanti i singoli modi si utilizza la combinazione quadratica completa come indicato nelle espressioni (7.3.4) e (7.3.5b) delle NTC18. Gli effetti dell'eccentricità accidentale del centro di massa sono calcolati mediante l'analisi statica come indicato nel § 7.3.3 delle NTC18.

Analisi pushover

L'analisi non lineare statica (pushover) è eseguita in conformità con quanto indicato nel §7.3.4.2 NTC18 e §C7.3.4.2 CNTC18. La modellazione adottata per l'analisi pushover è a plasticità concentrata. La non linearità è concentrata all'estremità, e eventualmente al centro ove previsto, degli elementi trave, pilastri, maschi, fasce e pareti WCM.

Le distribuzioni di carico utilizzate per la pushover sono coerenti con quanto indicato nel §7.3.4.2 NTC18 e sono riportate nei tabulati di stampa. La conversione dal sistema MDOF a SDOF equivalente e la verifica sono fatte come indicato nel §C7.3.4.2 CNTC18

Analisi pushover elementi in calcestruzzo armato

Le cerniere plastiche per gli elementi in calcestruzzo armato sono scelte coerentemente con le capacità di rotazione alla corda specificate nelle [C8.7.2.7] del §C8.7.2.3.4 e [C8.7.2.1] del §C8.7.2.3.2 CNTC18 e le indicazioni della Norma ASCE/SEI 41-06. Tenendo conto che le cerniere plastiche sono concentrate nelle sezioni iniziali e finali degli elementi, ed indicando con L_v la luce di taglio, la rotazione alla corda dovuta alla modellazione elastica dell'elemento, in corrispondenza del momento resistente M_u , è

$$\theta_e = \frac{M_u}{L_v} \left(\frac{L_v^2}{3EI} + \frac{\chi}{GA} \right)$$

Dove M_u è il momento resistente calcolato a partire dalle resistenze medie dei materiali.

In caso di elementi in cemento armato privi di rinforzo aggiuntivo, la capacità di rotazione ultima totale rispetto alla corda in condizioni di collasso è calcolata con la [C8.7.2.1] del §C8.7.2.3.2 CNTC18.

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} 0,016 \cdot (0,3^v) \left[\frac{\max(0,01; \omega')}{\max(0,01; \omega)} f_c \right]^{0,225} \left(\frac{L_v}{h} \right)^{0,35} 25^{\left(\alpha \rho_{sx} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} (1,25^{100 \rho_d}) \quad [C8.7.2.1]$$

dove il significato dei simboli è riportato nel §C8.7.2.3.2 CNTC18 e al §A.3.2.2 EC8-3.

In alternativa alla [C8.7.2.1] è utilizzata la [C8.7.2.5]

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} \left(\theta_y + (\phi_u - \phi_y) L_{pl} \left(1 - \frac{0,5 L_{pl}}{L_v} \right) \right) \quad [C8.7.2.5]$$

Dove ϕ_u è la curvatura ultima valutata considerando le deformazioni ultime del calcestruzzo (tenuto conto del confinamento) e dell'acciaio. La [C8.7.2.5] può essere utilizzata sia per le sezioni prive di rinforzo aggiuntivo, sia per le sezioni con confinamento con FRP, calastrelli in acciaio e camicia in C.A..

La capacità di rotazione totale rispetto alla corda allo snervamento è calcolata come indicato nel §C8.7.2.3.4 CNTC18, per travi e pilastri con la [C8.7.2.7a] e per le pareti con la [C8.7.2.7b]

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_v}{3} + 0,0013 \left(1 + 1,5 \frac{h}{L_v} \right) + 0,13 \phi_y \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}} \quad (8.7.2.1a)$$

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_v}{3} + 0,002 \left(1 - 0,125 \frac{L_v}{h} \right) + 0,13 \phi_y \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}} \quad (8.7.2.1b)$$

dove il significato dei simboli è riportato nel C8.7.2.3.2 CNTC18 e al §A.3.2.2 EC8-3.

La cerniera plastica Momento-Rotazione inserita alle estremità delle aste ha il seguente diagramma trilineare, come permesso dalle EC8 §4.3.3.1.1(2).

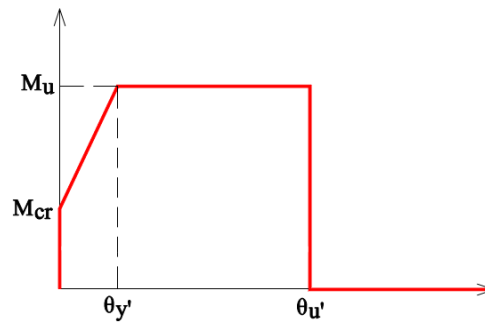


Figura 4. Cerniera plastica elementi in c.a.

dove:

M_{cr} è il momento di fessurazione.

M_u è il momento resistente calcolato a partire dalle resistenze medie dei materiali, EC8-1 §4.3.3.1.1(4) ^[4-8]

$$\theta_{u'} = \theta_u - \theta_e$$

$$\theta_{y'} = \theta_y - \theta_e$$

Per la costruzione di tale diagramma alle capacità di rotazione alla corda totali θ_u e θ_y specificate dalla Norma si è sottratta la capacità di rotazione elastica alla corda dovuta all'elasticità dell'elemento, che è già presente nella modellazione dell'elemento,

indipendentemente dall'inserimento della cerniera plastica.

L'analisi pushover è accompagnata ad ogni passo dalle verifiche a taglio eseguite come indicato nel §4.1.2.3.5.2 NTC18. Durante l'analisi pushover è eseguita la verifica di resistenza dei nodi come indicato nel §7.4.4.3 NTC18 per le strutture nuove e con le [C8.7.2.11] e [C8.7.2.12] CNTC18 per le strutture esistenti. Il taglio agente sul nodo è calcolato a partire dalle effettive sollecitazioni presenti nel nodo che sono note durante l'analisi pushover.

Le distribuzioni di carico utilizzate per la pushover sono coerenti con quanto indicato nel §7.3.4.2 NTC18 e sono riportate nei tabulati di stampa. La conversione dal sistema MDOF a SDOF equivalente e la verifica sono fatte come indicato nel §C7.3.4.2 CNTC18. Come indicato nel §8.7.2 ogni elemento in c.a. deve essere verificato sia per i meccanismi duttili in termini di deformazione, sia per i meccanismi fragili in termini di resistenza. Pertanto se anche per un solo elemento viene superata la deformazione limite o la resistenza limite l'analisi pushover si arresta.

Analisi pushover elementi in muratura

Per l'analisi pushover le NTC18 permettono di caratterizzare i pannelli murari con un comportamento elastico - perfettamente plastico. Per ottenere suddetta modellazione è possibile inserire nell'elemento beam utilizzato per la modellazione del pannello due o tre cerniere plastiche, come specificato di seguito:

- Modello con tre cerniere plastiche. Due cerniere plastiche a flessione all'estremità e una cerniera plastica a taglio al centro dell'elemento.
- Modello con due cerniere plastiche a pressoflessione. Se è superata la resistenza a taglio sono inserite due cerniere plastiche a flessione all'estremità dell'elemento. Se è superata la resistenza a flessione è inserita una sola cerniera plastica a pressoflessione.

Nella figura 5 sono riportati i legami costitutivi delle cerniere plastiche a flessione e a taglio riportati da Gherzi ^[4-8]

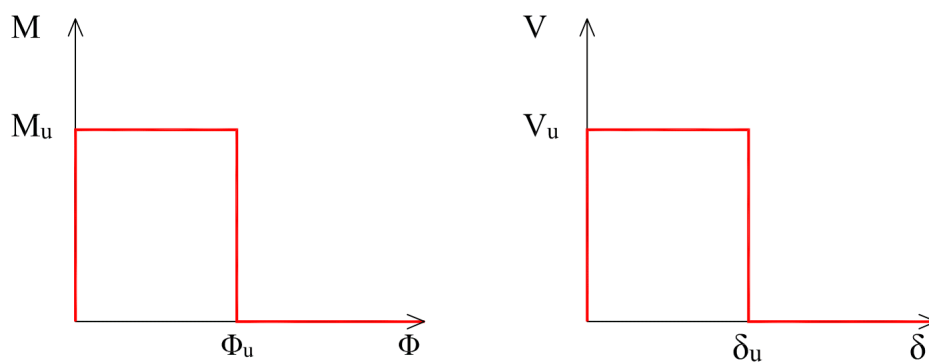


Figura 5. Legami costitutivi delle cerniere plastiche della muratura a flessione e a taglio ^[4-8]

Le NTC18 fissano gli spostamenti ultimi dell'intero pannello alla SLC e allo SLD, come di seguito riportato.

- Per lo SLC (§7.8.2.2.1 e §7.8.2.2.2 NTC18) $\delta u = 0.010 h$ per rottura a flessione e $\delta u = 0.005 h$ per rottura a taglio.
- Per lo SLV gli spostamenti ultimi sono riportati nelle NTC08 (§7.8.2.2.1 e §7.8.2.2.2.). Per rottura a flessione $\delta u = 0.008 h$ per strutture nuove e $\delta u = 0.006 h$ per strutture esistenti. Per rottura a taglio $\delta u = 0.004h$.
- Per lo SLD (§7.3.6.1 NTC18) $\delta u = 0.002 h$
- Per lo SLO $\delta u = (2/3) \cdot 0.002 h$

Gli spostamenti δu sono la somma degli spostamenti elastici e degli spostamenti plastici per effetto delle cerniere plastiche inserite nell'elemento. Pertanto:

- Per la cerniera plastica a taglio: $\delta v = \delta u - \delta e$, dove δe è lo spostamento elastico dell'elemento per il taglio V_u .
- Per la cerniera plastica a flessione: $\Phi u = \delta u/H - \delta e/H$, dove δe è lo spostamento elastico dell'elemento per le sollecitazioni per cui il momento all'estremità è pari al momento ultimo M_u , e H è l'altezza del pannello.

I legami costitutivi delle cerniere plastiche sono ricalcolati ad ogni passo dell'analisi pushover per tenere conto della variazione dello sforzo normale nei maschi. Nell'analisi pushover non si tiene conto del contributo fuori piano dei maschi. Il programma inserisce automaticamente delle cerniere all'estremità dei maschi per annullare la rigidità dell'elemento fuori piano.

VERIFICA DELLE SEZIONI IN CALCESTRUZZO ARMATO

La verifica delle sezioni in calcestruzzo armato è svolta in conformità con il §4.1 NTC18 (Costruzioni in calcestruzzo) e §7.4 NTC18 (Progettazione per azioni sismiche - Costruzioni in calcestruzzo).

La simbologia utilizzata, ove non espressamente indicato, si riferisce ai suddetti paragrafi delle NTC18.

Verifica Stato Limite Ultimo di Resistenza

Per la verifica allo stato limite ultimo di resistenza i modelli σ - ε adottati sono: (§4.1.2.1.2 NTC18)

- calcestruzzo: Modello parabola-rettangolo. Figura 4.1.1(a) NTC18;
- acciaio: Modello elastico-perfettamente plastico indefinito. Figura 4.1.3(b) NTC18;

La verifica a pressoflessione deviata è effettuata mediante l'espressione:

$$[(M_y/M_{Ry})^\alpha + (M_z/M_{Rz})^\alpha] \leq 1 \quad (4.1.19) \text{ NTC18}$$

Per le sezioni rettangolari l'esponente α è dedotto, come indicato nel §4.1.2.3.4.2 delle NTC18, in funzione dei parametri v e ω_t . In particolare si utilizza l'espressione Monti e Allesandri (2007) ^[5-1].

$$\alpha = c (b/h)^\gamma (\omega_x)^\varphi (\omega_y)^\psi (v)^\theta$$

con:

v	c	γ	φ	ψ	θ
>0	1,15	-0,01	-0,03	-0,03	-0,07
=0	1,18	-0,02	-0,02	-0,06	
<0	1,30	-0,06	-0,13	-0,30	0,18

$\omega_x = A_{sx} \cdot f_{yd} / N_{Rcd}$, dove A_{sx} è l'armatura nella direzione x;

$\omega_y = A_{sy} \cdot f_{yd} / N_{Rcd}$, dove A_{sy} è l'armatura nella direzione y;

$v = N_{Ed} / N_{Rcd}$;

$N_{Rcd} = A_c \cdot f_{cd}$;

In alternativa al metodo Monti-Alessandri, per sezioni rettangolari, è utilizzata la tabella delle NTC18:

v	0,1	0,7	1,0
α	1,0	1,5	2,0

con interpolazione lineare per valori diversi da v.

Per sezioni circolari ed ellittiche si utilizza $\alpha = 2$, per le sezioni a T si utilizza $\alpha = 1$; in ogni caso di pone $\alpha \leq 2$.

Per il calcolo dei momenti resistenti M_{Ry} ed M_{Rz} dall'armatura longitudinale della sezione viene sottratta l'armatura necessaria alla verifica a torsione.

Le verifiche a torsione e a taglio biassiale sono effettuate con il metodo del traliccio ad inclinazione variabile imponendo:

$$1 \leq \text{ctg}(\theta) \leq 2,5 \quad (5.1)$$

La verifica del calcestruzzo è effettuata (a vantaggio di sicurezza) mediante l'espressione:

$$(V_{Edyx} / V_{Rcdy} + V_{Edz} / V_{Rcdz} + M_t / T_{Rcd}) \leq 1 \quad (5.2)$$

dove:

M_t = momento torcente.

La verifica dell'armatura a taglio (staffe) è eseguita considerando l'area di acciaio al netto dell'area necessaria alla verifica a torsione ed avviene, a vantaggio di sicurezza, utilizzando la formula:

$$[(V_{Edy}/V_{Rsdy})^2 + (V_{Edz}/V_{Rsdz})^2] \leq 1 \quad (5.3)$$

Ogni sezione (per travi, pilastri e pareti) è verificata per la presenza contemporanea delle sei sollecitazioni (N , V_y , V_z , M_t , M_y , M_z).

Le verifiche agli SLU delle pareti sono effettuate come indicato nel §7.4.4.5.1 NTC18 [5-1]: Cosenza-Manfredi-Pecce, "Strutture in cemento armato" II Ed., 2015, §4.9, pag.171– Editore Hoepli.

Verifica Stato Limite Ultimo di Duttilità

Le verifiche di duttilità, ove richieste della NTC18, sono fatte con la relazione:

$$\mu_\phi = \mu_\phi(E_d) \geq \mu_{ed} \quad [4.1.18b] \text{ NTC18}$$

La capacità in termini di fattore di duttilità in curvatura μ_ϕ è calcolata separatamente per le due direzioni principali di verifica, come rapporto tra la curvatura di raggiungimento della deformazione ultima del calcestruzzo e/o dell'acciaio ϕ_u e la curvatura convenzionale di prima plasticizzazione ϕ_{yd} calcolata come indicato nel §4.1.2.3.4.2 NTC18.

Verifica Stato Limite Tensione di Esercizio

Le verifiche dello stato limite di limitazione delle tensioni sono fatte in conformità con il §4.1.2.2.5 NTC18.

La verifica è effettuata, per tutte le sezioni (travi, pilastri e pareti), a pressoflessione deviata (presenza contemporanea di N , M_y , M_z) con l'espressione^[5-3]:

$$|M_y/M_{ay}| + |M_z/M_{az}| \leq 1 \quad (5.4)$$

dove:

M_{ay} = Momento M_y ammissibile a pressoflessione retta con sforzo normale N ;

M_{az} = Momento M_z ammissibile a pressoflessione retta con sforzo normale N ;

[5-3]: Aurelio Ghersi, "Il cemento Armato", 2010, Cap.10 par.6, pag.285 - Dario Flaccovio Editore.

Verifica Stato Limite di Fessurazione

Le verifiche dello stato limite di fessurazione sono fatte in conformità con il §4.1.2.2.4.5 NTC18. Per il calcolo dell'ampiezza caratteristica delle fessure si utilizza la formula [4.1.14] NTC18. Per il calcolo di ϵ_{sm} e Δ_{sm} è utilizzato un documento di comprovato validità ossia il D.M. 9 gennaio 1996 e il punto B.6 della Circolare Min. LL.PP 252 del 15/10/1996.

Per ogni lato della sezione è calcolato, considerando una tensoflessione retta, l'apertura della fessura con l'espressione:

$$w_d = 1,7 w_m = 1,7 \Delta_{sm} \epsilon_{sm} \quad (5.5)$$

I valori così calcolati sono confrontati con i valori nominali ricavati dalla tabella 4.1.IV NTC18.

In aggiunta alle verifiche a tensoflessione retta viene effettuata la verifica a fessurazione a tensoflessione deviata procedendo in questo modo:

- Si sceglie il valore Δ_{sm} che corrisponde alla massima fessurazione a tensoflessione

semplice.

- Si ricava ε_{sm} dalla (5.5) ponendo w_d pari al valore nominale ammissibile.
- Si ricava σ_s dall'equazione: $\varepsilon_{sm} = \sigma_s (1 - \beta_1 \beta_2 \beta^2) / E_s$

(CM LL.PP 252 del 15/10/1996 §B.6.6.3.(b))

Nota: la σ_s si procede alla verifica con la formula $|M_y/M_{ay}| + |M_z/M_{az}| \leq 1$

Verifica Stato Limite di deformazione

Le verifiche allo stato limite di deformazione sono realizzate secondo quanto indicato §C4.1.2.2.2 della CNTC18. In particolare il calcolo della deformazione flessionale delle travi è effettuato mediante integrazione delle curvature tenendo conto della viscosità del calcestruzzo.

Il modulo elastico del calcestruzzo E_{eff} è calcolato tenendo conto degli effetti della viscosità secondo l'espressione:

$$E_{eff} = E_{cm} / [1 + \varphi(\infty, t_0)] \quad (7.20 \text{ EC2-2005})$$

dove:

$\varphi(\infty, t_0)$ è calcolato mediante la tabella 11.2.VII delle NTC e con $t_0 = 30$ giorni.

E_{cm} = Modulo elastico istantaneo del calcestruzzo calcolato con la (11.2.5) delle NTC18.

L'inerzia delle sezioni parzialmente fessurate è calcolata con la formula (C4.1.2) della CNTC18. Le sezioni interamente fessurate sono omogeneizzate con $n=15$.

Elementi secondari

Gli elementi strutturali considerati secondari sono inseriti nel modello ed armati in base ai risultati del calcolo ^[5-4], rispettando così le verifiche di congruenza.

Il contributo della rigidezza degli elementi secondari, che per il §7.2.3 deve essere

inferiore al 15%, è calcolato con la formula:

$$C_s = S_p / S_t - 1 \quad (5.6)$$

dove:

C_s = contributo alla rigidezza degli elementi secondari;

S_p = spostamento medio d'impalcato considerando i soli elementi principali, eliminando cioè gli elementi secondari moltiplicandone il modulo di elasticità per 0.001;

S_t = spostamento medio dell'impalcato tenendo conto di tutti gli elementi.

Secondo le NTC18 gli elementi secondari devono sostenere i carichi gravitazionali (non quelli sismici) quando sono soggetti agli spostamenti causati dalle condizioni di progetto allo SLC. Per effettuare tale verifica, allo SLC, ovvero per calcolare la capacità di rotazione ultima di tali elementi, si utilizza l'espressione (A.1) EC8-3, ossia la formula [C8.7.2.1] della CNTC18.

Verifiche Shell

Ipotizziamo senza ledere la generalità che le armature siano disposte lungo gli assi locali x e y (figura seguente)

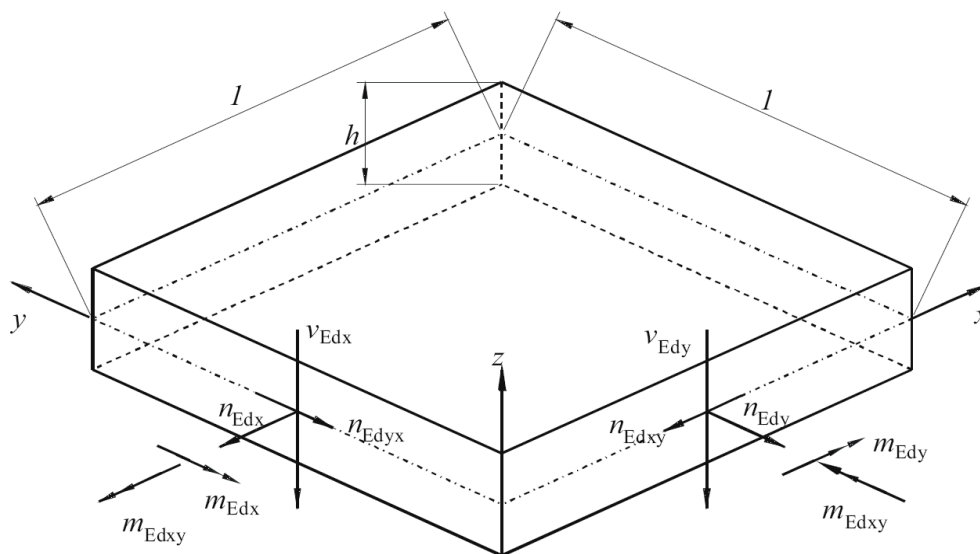


Figura 6. Elemento shell

Verifica armatura

Nel caso di lastra le sollecitazioni di verifica delle armature sono calcolate come indicato nell'appendice F EC2-2, ovvero, a vantaggio di sicurezza:

$$n'_{dx} = n_{Edx} + |n_{Edxy}| \quad (5.7a)$$

$$n'_{dy} = n_{Edy} + |n_{Edxy}| \quad (5.7b)$$

con n_{Edy} positiva se di trazione.

Nel caso di piastra i momenti di verifica delle armature sono calcolati, a vantaggio di sicurezza, con le seguenti espressioni [5-5]:

$$m'_{dx} = m_{Edx} \pm |m_{Edxy}| \quad (5.8a)$$

$$m'_{dy} = m_{Edy} \pm |m_{Edxy}| \quad (5.8b)$$

Nel caso generale si utilizzano entrambe le sollecitazioni calcolate con le (5.7) e (5.8) e la verifica è eseguita a presso-tenso-flessione.

Verifica calcestruzzo

Per la verifica del calcestruzzo il software ricerca le direzioni principali di compressione superiore e inferiore. Per le 4 direzioni trovate si esegue la verifica a pressoflessione.

Per il solo fine di verifica del calcestruzzo, nella generica sezione con direzione φ , si considera presente l'armatura:

$$A_{s\varphi} = A_{sx} \cos^2 \varphi + A_{sy} \sin^2 \varphi$$

Utilizzando sostanzialmente il metodo della linea di rottura di Johansen.

Nel caso di lastre la verifica dei puntoni di calcestruzzo è effettuata con la formula:

$$n_{cd} = 2 \mid n_{Edxy} \mid < v \cdot f_{cd} \cdot h \quad (F.4 \text{ EC2-2005})$$

Nel caso generico, per la verifica dei puntoni di calcestruzzo, si utilizza il modello a sandwich descritto nell'allegato LL EC2-2, formule: (LL.137) – (LL.142).

Verifica a punzonamento

La verifica a punzonamento è effettuata come indicato nel §6.4 dell'EC2-1-1, utilizzando, a vantaggio di sicurezza, le sollecitazioni di taglio puntuali calcolate con il modello FEM elastico lineare anziché le distribuzioni calcolate ipotizzando un comportamento plastico della piastra. Dove non indicato esplicitamente la simbologia di questo paragrafo fa riferimento al §6.4 EC2-1-1.

Nel caso di verifica del calcestruzzo senza specifica armatura a taglio è utilizzata la seguente formula, che generalizza le formule (6.47) e (6.49) dell'EC2:

$$v_{Rd} = \max \{ C_{Rd} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3} ; v_{min} \} \cdot \max \{ 2d/a ; 1 \} + k_d \sigma_{cp} \quad (5.9)$$

dove: a è la distanza dal pilastro, d è l'altezza utile della piastra.

Nel caso di specifica armatura a taglio la formula di verifica, ottenuta a partire dalla [(6.52) EC2-1-1], e dalla [(6.38) EC2-1-1] è:

$$\beta \cdot v_{Ed} / (u_1 \cdot d) \leq 0,75 v_{Rd,c} + 1,5 (d/s_r) f_{ywd,ef} \sin \alpha A_{sw} / (u_1 \cdot d) \quad (5.10)$$

definendo:

u_s il perimetro posto a distanza 0,5d dal pilastro, ossia il primo perimetro di chiodi;

$\rho_w = A_{sw} / (u_s \cdot s_r)$ = rapporto geometrico di armatura a taglio perimetro u_s posto a distanza 0,5d;

$v_s = \beta V_{Ed} / (u_s d)$ = tensione massima di taglio a distanza 0,5d dal pilastro [(6.38) EC2-2005];

la (5.10) diventa:

$$v_s \leq 0,75 v_{Rd,c} + 1,5 \rho_w \sin \alpha f_{ywd,ef}$$

che è la formula di verifica usata.

ORIGINE E CARATTERISTICHE DEL SOFTWARE DI CALCOLO

Per l'analisi delle sollecitazioni e per le verifiche delle sezioni si è utilizzato il software Jasp[®] versione 7.5.38, realizzato dell'ing. Silvestro Giordano (iscritto presso l'Ordine degli Ingegneri di Napoli con in n° 14486), e registrato presso la SIAE il 25/09/2012 col n° 008544, distribuito da Ingegnerianet srl (P.IVA e CF 06536761213, iscritta presso la CCIAA di Napoli al numero Rea 821609) mediante il sito internet www.ingegnerianet.it.

Il software è orientato all'analisi degli edifici multipiano in calcestruzzo armato. L'individuazione dei nodi nello spazio avviene con il sistema *fili-piani*. I fili o montanti sono individuati dalle coordinate (x,y) e indicano le rette verticali lungo le quali vengono disposti i pilastri. I piani sono individuati dalla loro quota z e specificano gli orizzontamenti in cui sono disposte le travi.

AFFIDABILITA' DEL SOFTWARE

Il sito internet di distribuzione del software www.ingegnerianet.it contiene una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, per i quali sono forniti i file di input necessari a riprodurre l'elaborazione.

DICHIARAZIONE IN MERITO ALLE STRUTTURE INERENTI IL LAVATOIO

Le opere strutturali previste in progetto all'interno del lavatoio in sostituzione di quelle esistenti, consistenti in tre pilastri singoli ed un sovrizzo della muratura esistente in calcestruzzo armato normale, nonché in quattro travi in acciaio a sostegno della copertura, non costituiscono un "complesso di strutture", ossia un insieme di membrature comunque collegate tra loro ed esplicanti una determinata funzione statica, così esplicitato all'interno della Circ. Min. LL. PP. n° 11951 del 14/02/1974, che testualmente cita: *"L'art. 1 della Legge definisce, senza dar luogo ad incertezze interpretative, le opere in conglomerato cementizio armato precompresso e quelle a struttura metallica. Qualche dubbio è sorto invece sull'interpretazione del concetto di opere in conglomerato cementizio armato normale, considerate come tali "le opere composte da un complesso di strutture in conglomerato cementizio ed armature che assolvono ad una funzione statica". In altri termini si considerano, ai sensi della Legge 1086, opere conglomerato cementizio armato normale quelle costituite da elementi resistenti interconnessi, compresi quelli di fondazione, che mutuamente concorrono ad assicurare la stabilità globale dell'organismo portante della costruzione, e che quindi costituiscono un "complesso di strutture", ossia un insieme di membrature comunque collegate tra loro ed esplicanti una determinata funzione statica. Sono quindi escluse dall'applicazione dell'art. 4 della Legge, oltre alle membrature singole, anche gli elementi costruttivi in cemento armato che assolvono una funzione di limitata importanza nel contesto statico dell'opera"*.

Pertanto, vista la Nota della Regione Piemonte pubblicata in data 07/02/2018, che testualmente cita: *"Si ricorda che il deposito/denuncia non è dovuto per le opere che non costituiscono un complesso di strutture ai sensi della Circolare Ministero dei lavori pubblici 14 febbraio 1974, n. 11951 - Istruzioni per l'applicazione delle norme sul cemento armato di cui alla legge 5 novembre 1971, n. 1086"*, nonché vista la Sentenza della Cassazione Penale III n° 12164 del 23/11/1998 e vista la Sentenza della

Cassazione Penale III n° 6588 del 17/02/2012, le suddette opere strutturali previste in progetto all'interno del lavatoio non sono sottoposte alla denuncia, di cui agli artt. 65 e 93 del D.P.R. n° 380 del 06/06/2001, e successive modificazioni, e di cui alla D.G.R. n° 10-4161 del 26/11/2021.

INDICE

RELAZIONE TECNICA	Pag	1
NORME TECNICHE DI APPLICAZIONE	"	1
DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA DI SOSTEGNO A MENSOLA	"	2
MATERIALI IMPIEGATI E RESISTENZE DI CALCOLO	"	2
MODELLAZIONE SISMICA E STRUTTURALE	"	4
ORIGINE E CARATTERISTICHE DEL SOFTWARE DI CALCOLO	"	21
AFFIDABILITA' DEL SOFTWARE	"	21
DICHIARAZIONE IN MERITO ALLE STRUTTURE INERENTI IL LAVATOIO "		22