

comune di
PRATO

Codice Fiscale: 84006890481

Progetto: **Palestra del Complesso Scolastico "I Ciliani" in Via Taro**
Progetto strutturale di adeguamento alla normativa antisismica

Titolo:
Elaborato A5 - Relazione di Calcolo

Fase: **PROGETTO ESECUTIVO**

Assessore ai lavori pubblici	Roberto Caverni
Servizio Lavori Pubblici, Energia, Grandi Opere e Protezione Civile	Edilizia Pubblica
Dirigente del Servizio	Ing. Lorenzo Frasconi
Responsabile Unico del Procedimento	Arch. Luca Piantini

Progettisti

Progettista Opere Architettoniche

Arch. Diletta Moscardi

Progettista Opere Strutturali

Ing. Carlo Savelli

Tecnico collaboratore

Geom. Dario Eleni

Tavola: Elab. A5
Scala:
Spazio riservato agli uffici:

Oggetto: Progetto strutturale per l'adeguamento sismico secondo la vigente normativa tecnica del fabbricato destinato a palestra e del relativo blocco spogliatoi, il tutto a corredo del complesso scolastico "I Ciliani" posto in via Taro nel comune di Prato.

A5 – RELAZIONE DI CALCOLO

Prato 4 aprile 2013

Il tecnico
dott. ing. Carlo Savelli



A5 – RELAZIONE DI CALCOLO

Azione sismica secondo NTC 2008 e modellazioni

Le Norme Tecniche per le Costruzioni adottano un approccio prestazionale alla progettazione delle strutture nuove e alla verifica di quelle esistenti. Nei riguardi dell'azione sismica l'obiettivo è il controllo del livello di danneggiamento della costruzione a fronte dei terremoti che possono verificarsi nel sito di costruzione. Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa ag in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido (categoria A) con superficie topografica orizzontale (categoria T1), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $Se(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR nel periodo di riferimento VR. In alternativa è ammesso l'uso di accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla pericolosità sismica del sito.

Stati Limite	PVR : probabilità di superamento nel periodo di riferimento VR	
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- ag : accelerazione orizzontale massima al sito;
- $F0$: valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.
- TC^* : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Gli stati limite di esercizio sono:

- Stato Limite di Operatività (SLO): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;

- Stato Limite di Danno (SLD): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli stati limite ultimi sono:

- Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC): a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Inoltre, per la definizione dell'azione sismica di progetto, si rendono necessarie specifiche analisi al fine di valutare l'effetto della risposta sismica locale dovuto alle condizioni stratigrafiche e topografiche del sito su cui sorge l'edificio in esame.

Relativamente all'influenza degli aspetti stratigrafici del sito, in assenza di analisi più approfondite è consentito un approccio semplificato basato sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento sulla base della valutazione della velocità di propagazione delle onde di taglio ($V_{S,30}$) o, alternativamente, a seconda delle caratteristiche geologiche del sito, della resistenza penetrometrica dinamica equivalente ($N_{SPT,30}$) e/o della resistenza non drenata equivalente ($c_{u,30}$), calcolate nei primi trenta metri di spessore del sottosuolo.

Per quanto riguarda le condizioni topografiche, in caso siano particolarmente complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale al fine di considerare eventuali effetti di focalizzazione, dovuta alla sovrapposizione delle onde incidenti e di quelle riflesse, in corrispondenza delle creste. Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione:

Categorie topografiche	Categoria Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i \geq 30^\circ$

L'azione sismica deve essere rappresentata mediante tre componenti traslazionali, due orizzontali ed una verticale, da considerare tra di loro indipendenti.

Le componenti possono essere descritte, in funzione del tipo di analisi adottata, mediante una delle seguenti rappresentazioni:

- accelerazione massima attesa in superficie;
- accelerazione massima e relativo spettro di risposta attesi in superficie;
- accelerogramma.

Le due componenti indipendenti ortogonali che descrivono il moto oscillatorio orizzontale del suolo, sono caratterizzate dallo stesso spettro di risposta o dalle due componenti accelerometriche orizzontali del moto sismico.

La componente che descrive il moto verticale, che descrive il moto sussultorio del suolo è caratterizzata dal proprio spettro di risposta o dalla componente accelerometrica verticale. In mancanza di documentata informazione specifica, in via semplificata l'accelerazione massima e lo spettro di risposta della componente verticale attesa in superficie possono essere determinati sulla base dell'accelerazione massima e dello spettro di risposta delle due componenti orizzontali. La componente accelerometrica verticale può essere correlata alle componenti accelerometriche orizzontali del moto sismico.

L'azione sismica alla quale sottoporre il corpo edilizio destinato a palestra è stata modellata mediante due componenti orizzontali dirette secondo le direzioni principali di sviluppo in pianta dell'edificio in esame; non è stato necessario considerare la componente verticale in quanto non sono presenti elementi pressoché orizzontali di luce maggiore 20 m, elementi precompressi, elementi a mensola di luce maggiore di 4 m, pilastri in falso, strutture spingenti. Ciascuna delle due componenti è stata modellata intermini di accelerazione massima e relativo spettro di risposta attesi in superficie.

Come anticipato ai paragrafi precedenti, si è proceduto prevedendo l'inserimento di elementi strutturali aggiuntivi e delle relative fondazioni secondo criteri tipici delle costruzioni di nuova realizzazione, mentre la copertura è stata verificata secondo criteri propri delle costruzioni esistenti.

Alla luce di queste considerazioni, tenendo presente la particolare destinazione d'uso dell'edificio, si è deciso di prendere in esame i seguenti stati limite e conseguenti verifiche prescritte dal dettato normativo:

Elementi di nuova realizzazione	<ul style="list-style-type: none"> - Stato Limite Ultimo - Stato Limite di Esercizio secondo la combinazione <i>rara</i> - Stato Limite di Esercizio secondo la combinazione <i>frequente</i>, - Stato Limite di Esercizio secondo la combinazione <i>quasi permanente</i> - Stato Limite di salvaguardia della Vita - Stato Limite di Danno - Stato Limite di Operatività
Elementi esistenti	<ul style="list-style-type: none"> - Stato Limite Ultimo - Stato Limite di salvaguardia della Vita

Il sito su cui insiste la costruzione rientra nella categoria topografica T1 mentre al sottosuolo, in attesa delle risultanze della “Relazione geologica e geotecnica” che sarà redatta da tecnico abilitato, in base ai parametri disponibili è stata attribuita la classe B.

Per la modellazione tridimensionale del “corpo palestra” ed il relativo calcolo strutturale, finalizzato al progetto dei nuovi elementi in conglomerato cementizio armato ed alla determinazione delle caratteristiche di sollecitazione degli elementi esistenti della copertura, è stato utilizzato il programma Modest della Tecnisoft di Prato su elaboratore elettronico PENTIUM III - 800 mhz.

Come già anticipato, la filosofia del programma di calcolo rientra nel classico metodo dell'equilibrio: vengono create le matrici di rigidezza dei vari elementi strutturali e poi assemblate nella matrice di rigidezza della struttura. Vengono quindi determinati i valori degli spostamenti dei nodi e da questi si risale alle caratteristiche di sollecitazione negli elementi strutturali.

Per quanto riguarda la modellazione del complesso strutturale nella sua nuova configurazione di “intervento” si è proceduto come di seguito specificato:

- le travi di fondazione non demolite sono state modellate mediante elementi tipo di “*asta*” con sezione trasversale a “T” rovescia coerentemente con quanto risulta dai disegni di progetto originali;
- la trave cordolo di bordo è stata modellata mediante elementi di tipo “*asta*” di sezione trasversale coerente con quanto risulta dai disegni di progetto originali;
- i nuovi pilastri in c.c.a. , ai quali come detto si affida sia la funzione portante nei confronti dei carichi verticali che quella di controvento nei confronti dell'azione sismica, sono stati modellati mediante elementi di tipo “*asta*” con sezione rettangolare di 40x100 cm;
- per gli elementi che compongono la copertura si è ritenuto lecito considerare parte della soletta come collaborante con le nervature: ognuna di queste pertanto è stata modellata mediante elementi di tipo “*asta*” con sezione trasversale a “T” avente anima di larghezza 15 cm ed altezza 57,5 cm, ala di larghezza 120 cm ed altezza 12,5 cm. La soletta di copertura è stata modellata con elementi di tipo “*bidimensionale*” dello spessore di 12,5 cm, per i quali è stata adottata una “*mesh*” sufficientemente fine in modo da poter modellare le aperture con funzione di lucernari presenti nella soletta stessa.

Alla luce delle caratteristiche geometriche (spessore della soletta e presenza di nervature), della modesta incidenza delle aperture, della presenza di un'adeguata armatura di ripartizione in direzione trasversale alle nervature (come risulta dai disegni di progetto e dalla documentazione fotografica), risulta lecito considerare che la copertura nel suo insieme abbia comportamento di diaframma indeformabile nel proprio piano.

- i nuovi elementi di fondazione sono stati modellati mediante elementi di tipo “*bidimensionale*” dello spessore di 40 cm per i quali è stata adottata una “*mesh*” adeguata;
- i pannelli murari esistenti risultano “declassati” a semplici tamponamenti e pertanto non sono stati direttamente modellati. Il loro contributo è stato preso in considerazione calcolando la corrispondente massa accelerata in caso di evento sismico, ed assegnandola come carico distribuito lungo tutta l’altezza ai nuovi elementi verticali in c.c.a. ;
- il terreno è stato schematizzato come una distesa di molle elastiche indipendenti tra loro e vicinissime secondo la nota teoria di Winkler, modellandone la deformabilità tramite l’assegnazione di vincoli di tipo elastico agli elementi di fondazione. Per la costante di sottofondo o modulo del terreno k si è assunto valore pari a 3,00 kg/cm³, che dovrà essere evidentemente confermato nella relazione geologica e geotecnica che verrà redatta da tecnico abilitato prima del deposito del progetto presso i competenti uffici tecnici del Genio Civile.

Per il calcolo delle sollecitazioni e deformazioni di progetto, compatibilmente con il livello di conoscenza raggiunto, si è svolta l’analisi dinamica modale con spettro di risposta e fattore di struttura. L’analisi dinamica lineare consiste:

- nella soluzione delle equazioni del moto della costruzione, considerata elastica, in condizioni di oscillazioni libere (assenza di forzante esterna) e nella individuazione di particolari configurazioni deformate che costituiscono i modi naturali di vibrare di una costruzione
- nel calcolo, per ciascuno dei modi di vibrare individuati, degli effetti dell’azione sismica rappresentata dallo spettro di risposta di progetto
- nella combinazione di questi effetti mediante combinazione quadratica completa

Per poter cogliere con sufficiente approssimazione gli effetti dell’azione sismica sulla costruzione è opportuno considerare tutti i modi con massa partecipante significativa, in particolare, la normativa impone di considerare tutti i modi con massa attiva superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all’85%.

Per quanto concerne, invece, il corpo edilizio destinato a spogliatoi, si è proceduto con la verifica sismica di compatibilità degli spostamenti (analisi pushover) utilizzando uno schema della muratura a telaio equivalente; con tale schematizzazione i pannelli murari vengono caratterizzati da un comportamento bilineare elastico perfettamente plastico.

Il concetto alla base dell’analisi sismica statica non lineare è che la capacità complessiva della struttura di sostenere le azioni sismiche può essere descritta dal comportamento della stessa sottoposta ad un sistema di forze statiche equivalenti incrementate fino a raggiungere il collasso, inteso come incapacità

di continuare a sostenere i carichi verticali. 'Analisi pushover' significa 'analisi di spinta', intendendo appunto per 'spinta' l'applicazione delle forze orizzontali progressivamente incrementate.

Il sistema di forze in questione deve simulare in modo il più possibile realistico gli effetti di inerzia prodotti dal sisma nel piano orizzontale; essi, a loro volta, dipendono dalla risposta stessa della struttura, per cui il sistema di forze dovrebbe cambiare durante l'analisi: ciò corrisponde ad un adattamento della distribuzione delle forze al livello di danneggiamento (pushover adattivo).

Sinteticamente, quindi, il metodo pushover è basato su un processo incrementale che simula la spinta orizzontale di forze statiche, equivalenti al sisma, su una struttura. Dopo ogni incremento del sistema di forze applicate, si verificano le condizioni dei componenti della struttura e si effettuano gli opportuni aggiornamenti del modello. L'analisi si arresta quando vengono raggiunte particolari condizioni limite.

Le distribuzioni di forze utilizzate sono:

Gruppo 1 (distribuzioni principali)

(A) ("triangolare") Forze proporzionali a quelle da utilizzarsi per l'analisi statica lineare

(B) (uni-modale) Forze modali, proporzionali al prodotto delle masse per la deformata corrispondente al primo modo di vibrazione.

Gruppo 2 (distribuzioni secondarie)

(E) (uniforme) Forze proporzionali alle masse

Nel caso in esame è stata condotta un'analisi spaziale (3d), separatamente prima secondo X e poi secondo Y, considerando il modello nel suo complesso.

Risultando, inoltre, la struttura non simmetrica, le analisi sono state condotte anche secondo -X e secondo -Y.

L'analisi non lineare permette di ricavare il fattore di struttura specifico dell'edificio modellato. Tale valore risulta necessario al fine di abbattere lo spettro nel caso di analisi dinamica modale a margine della quale condurre tutte le verifiche fuori e dentro il piano di ogni singolo elemento murario. Le medesime verifiche sono state condotte naturalmente anche a margine dell'analisi statica.

Dimensionamento del giunto sismico

Alla base della concezione dell'intero intervento di adeguamento c'è la realizzazione di un giunto sismico tra il blocco spogliatoi e il blocco palestra, al fine di ottenere due organismi edilizi strutturalmente indipendenti. Dalle risultanze di una prima fase di analisi è infatti emersa la sostanziale inadeguatezza nei confronti dell'azione sismica di progetto sia dell'edificio nel suo complesso, sia dei due blocchi analizzati separatamente, i quali tra l'altro presentano profonde differenze dal punto di vista della risposta dinamica all'eccitazione sismica.

Al fine di scongiurare il fenomeno del martellamento, il giunto è stato dimensionato considerando i massimi spostamenti che i due blocchi in opposizione di fase, analizzati separatamente, presentano nella direzione di sviluppo longitudinale del fabbricato, in corrispondenza dei punti che si fronteggiano alla massima quota dallo spiccato dalle fondazioni. In particolare si è ottenuto:

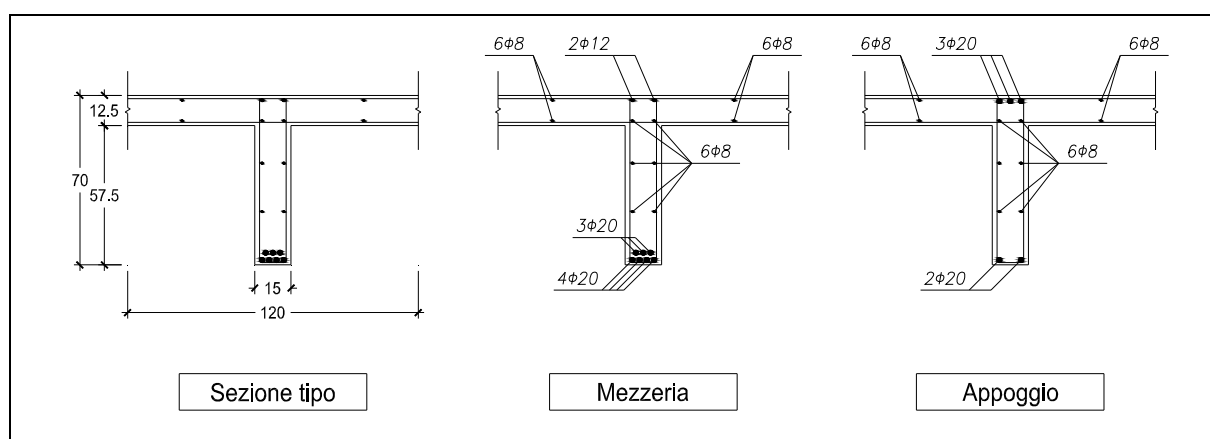
- massimo spostamento palestra : 1,35 cm
- massimo spostamento spogliatoi: 0,80 cm

pertanto si è previsto un giunto sismico di dimensione minima pari a 3,0 centimetri.

Verifiche di resistenza dei singoli elementi di struttura del blocco palestra

Verifica tegolo di copertura

Come anticipato in precedenza, si è considerato la copertura costituita da una serie di “tegoli” con sezione trasversale a “T” avente anima larga 15cm, alta 57,5 cm ed ala larga 120 cm, alta 12,5 cm; nello schema seguente sono riportate le sezioni trasversali del “tegiolo” in corrispondenza della mezzeria e dell’appoggio in cui sono riportate le armature longitudinali effettivamente presenti.



A favore di sicurezza, nello svolgere la verifica di resistenza a flessione, è stato considerato il solo contributo delle barre ad aderenza migliorata $\Phi 20$: in mezzeria si ha quindi una sezione resistente a “T” con semplice armatura costituita da 7 $\Phi 20$ disposti su due livelli come riportato nei disegni di progetto; in corrispondenza della trave cordolo di bordo la sezione resistente è rettangolare a doppia armatura con 3 barre $\Phi 20$ superiori tese e 2 barre $\Phi 20$ inferiori compresse.

Dall’analisi svolta sul modello con $q=1,5$ si sono ricavati seguenti valori massimi del momento flettente di progetto:

- in mezzeria: $M_{Ed}(+) = 37697 \text{ Kgm}$
- agli appoggi: $M_{Ed}(-) = 11688 \text{ Kgm}$

Il momento resistente è stato calcolato secondo la teoria classica del conglomerato cementizio armato basata sulle ipotesi di conservazione delle sezioni piane, perfetta aderenza tra calcestruzzo e acciaio, calcestruzzo non resistente a trazione, rottura nel conglomerato cementizio e nell'acciaio determinata dal raggiungimento delle capacità deformative ultime a compressione e a trazione rispettivamente. Per il calcestruzzo si è assunto diagramma tensione-deformazione “parabola-rettangolo” (modella *a* § 4.1.2.1.2.2 NTC 2008), per l'acciaio diagramma elastico-perfettamente plastico indefinito (modello *b* § 4.1.2.1.2.3 NTC 2008). I valori di resistenza dei materiali sono stati divisi per il Fattore di confidenza $FC=1,35$ corrispondente al Livello di Conoscenza raggiunto LC1 ottenendo i seguenti risultati:

- in mezzeria: $M_{Rd}(+) = 45849 \text{ Kgm} > M_{Ed} = 37697 \text{ Kgm}$; verifica soddisfatta
- agli appoggi: $M_{Rd}(-) = 15276 \text{ Kgm} > M_{Ed} = 11688 \text{ Kgm}$; verifica soddisfatta

Dall'analisi svolta sul modello con $q=1,5$ è stato ricavato il seguente valore del taglio di progetto:

- agli appoggi: $V_{Ed} = 6437 \text{ Kg}$

La Circolare del 2 Febbraio 2009 n° 617 (§ C.7.2.5 “Modelli di capacità per la valutazione degli edifici in cemento armato”) dispone che la resistenza a taglio sia valuta “*come per il caso di nuove costruzioni per situazioni non sismiche, considerando comunque un contributo del conglomerato al massimo pari a quello relativo agli elementi senza armature trasversali resistenti a taglio*”. Secondo tale capoverso, che ricalca in toto quanto indicato al § 11.3.2.2 dell'Allegato 2 all'Ordinanza 3274 come modificato dall'OPCM 3431 del 3 Maggio 2005, il calcolo del taglio resistente deve essere eseguito con criterio di tipo “*additivo*” prendendo in considerazione sia il contributo dell'acciaio che del calcestruzzo teso, analogamente a quanto previsto anche dal D.M. 9/1/1996. Ciò tuttavia non risulta coerente con quanto prescritto al § 4.1.2.1.3.2 del D.M. 14/01/2008, dove la resistenza al taglio viene calcolata secondo un criterio di “*minimo*” tra quella a “*taglio-trazione*” offerta dall'armatura trasversale e quella a “*taglio-compressione*” offerta dal puntone di calcestruzzo d'anima. Nello svolgere la verifica per edifici esistente si ritiene corretto seguire le prescrizioni riportate dalla Circolare n°617 la quale, per criterio di impostazione, risulta coerente con quanto previsto dall'Eurocodice 8 relativamente alle verifiche sugli edifici esistenti in zona sismica.

Ciò premesso, dai disegni di progetto originali risulta che l'armatura a taglio è costituita da staffe $\Phi 6$ con passo 20 cm costante su tutta la luce della trave, e da tre ferri piegati $\Phi 20$ dei quali, 2 posti a circa 80 cm dal bordo interno della trave cordolo, 1 a circa 245 cm. Cautelativamente si è considerato il solo contributo delle staffe, calcolato assumendo modello di funzionamento a traliccio con bielle tese verticali in acciaio ($\alpha=90^\circ$) e puntoni compressi di calcestruzzo inclinati di $\theta=45^\circ$ rispetto l'asse della trave: in tale configurazione ($\cot(\theta)=1,0$) risulta minimo il taglio-trazione e massimo il taglio-compressione. Il contributo dovuto al conglomerato è stato considerato pari a quello relativo agli elementi privi di

specifiche armature a taglio. I valori di resistenza dei materiali sono stati divisi per il Fattore di confidenza $FC=1,35$ corrispondente al Livello di Conoscenza raggiunto LC1, e per l'opportuno valore del coefficiente parziale di sicurezza γ_M proprio di ciascun materiale, ottenendo così:

- $V_{Rd} = V_{Rd1} + V_{Rd,s} = (30.6 + 38.5) \text{ KN} = 69.0 \text{ KN} = 7040 \text{ Kg} > V_{Ed} = 6437 \text{ Kg}$
- $V_{Rd1} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / (\gamma_c \cdot FC) + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$
- $k = 1 + \left(\frac{200}{d} \right)^{1/2} = 1,542 \leq 2$
- $d = 580 \text{ mm}$ altezza utile della sezione
- $b_w = 150 \text{ mm}$ larghezza minima della sezione in mm
- $v_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,2998 \text{ N/mm}^2$, resistenza minima a taglio
- $\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d) = 0,0031 \leq 0,02$, rapporto geometrico di armatura longitudinale
- $\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c = 0,00 \text{ N/mm}^2 \leq 0,2 \cdot f_{cd}$, tensione media di compressione
- $V_{Rd,s} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\cot(\alpha) + \cot(\vartheta)) \cdot \sin(\alpha)$
- $A_{sw} = 56,5 \text{ mm}^2$, area sezione trasversale staffe
- $s = 200 \text{ mm}$, passo staffe
- $f_{yd} = f_{yk} / (\gamma_s \cdot FC) = 202 \text{ N/mm}^2$, tensione di progetto acciaio
- $\alpha = 90^\circ$, angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave
- $\vartheta = 45^\circ$, angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato rispetto all'asse della trave

Si precisa infine che, seguendo tale impostazione, sia la resistenza che ovviamente la sollecitazione di taglio risultano inferiori al valore del taglio-compressione (resistenza dei puntoni compressi di conglomerato):

- resistenza a taglio compressione: $V_{Rd,C} = 19647 \text{ Kg}$.

Verifica e delle armature a taglio in testa i nuovi pilastri

La continuità strutturale tra elementi nuovi e quelli esistenti è assicurata mediante incamiciatura della trave codolo di bordo per mezzo dei nuovi pilastri. Quale ulteriore elemento di connessione tra le due strutture si è previsto di disporre, in ciascuna delle carote praticate nella trave di bordo per il getto del conglomerato cementizio, una gabbia in acciaio costituita da 4 barre $\Phi 16$ andanti e staffe circolari $\Phi 8$ con passo 10 cm.

Data la particolare geometria del sistema in esame, non si è ravvisata la possibile attivazione di meccanismi di collasso imputabili alla rottura del calcestruzzo, pertanto si è affidato il trasferimento della

massima sollecitazione tagliante rilevabile in testa ai nuovi pilastri, alle barre di acciaio delle suddette gabbie. La resistenza taglio puro di ciascuna barra è stata quindi calcolata secondo le indicazioni del manuale HILTI per la valutazione della capacità dei connettori costituiti da monconi di barre da calcestruzzo:

$$V_{Rd} = \frac{0,6 \cdot A_s \cdot f_{tk}}{\gamma_M} \text{ nella quale}$$

- A_s = area della singola barra
- f_{tk} = resistenza ultima dell'acciaio dal calcestruzzo
- $\gamma_M = 1,50$ coefficiente parziale di sicurezza

Si è quindi proceduto al calcolo del minimo numero di barre necessarie a trasferire il massimo taglio ricavato da un modello caratterizzato da fattore di struttura $q=1,0$ ottenendo i risultati riportati di seguito:

taglio sollecitante direzione y	$V_{Ed,y}$	[kg]	918
taglio sollecitante direzione z	$V_{Ed,z}$	[kg]	25440
taglio sollecitante complessivo	V_{Ed}	[kg]	25457
connettori a taglio	-	-	$\Phi 16$
diametro connettori a taglio	d	[cm]	1,6
numero necessario ancoranti	n_c°	-	6
taglio sollecitante per connettore	$V_{Ed,i}$	[kg]	4243
taglio resistente per connettore	$V_{Rd,i}$	[kg]	4343

quindi, poiché ogni gabbia presenta $4\Phi 16$, la verifica risulta ampiamente soddisfatta.

Verifica e progetto armatura a punzonamento dei nuovi plinti di fondazione

Per la valutazione della resistenza nei confronti del punzonamento ed il progetto della eventuale armatura necessaria, le NTC 2008 impongono di fare ricorso a “*formule di comprovata validità*”, prescrivendo che nel caso in cui sia necessario disporre specifica armatura, l'intero sforzo allo stato limite ultimo sia affidato a questa.

Per la verifica del conglomerato e il progetto dell'armatura, ove necessaria, ci si è pertanto rifatti all'Eurocodice2 (UNI EN 1992-1-1:2005) paragrafi 6.4 e seguenti; per la disposizione delle specifiche armature si sono seguite le indicazioni contenute al paragrafo 9.4.3 sempre dell'Eurocodice 2, infine, come riferimento generale, si è assunto il capitolo 9 del testo “*Progetto delle strutture in calcestruzzo armato*” di Angotti, Orlando, Matteo, Marro.

Per la verifica degli elementi strutturali nei confronti della rottura a punzonamento l'Eurocodice2 fissa un perimetro critico convenzionale u_l , lungo il quale distribuire la resistenza, posto a distanza $2d$ (d =altezza utile della piastra) dal contorno del pilastro o della zona caricata: in particolare, per le fondazioni, tale perimetro è posto a distanza $a \leq 2d$: lungo questo perimetro la sollecitazione non deve

superare un valore limite legato alla resistenza a trazione del calcestruzzo: in caso tale condizione non risulti soddisfatta occorre disporre una specifica armatura. In ogni caso è necessario eseguire una ulteriore verifica lungo il perimetro $u0$ del pilastro o della zona caricata: lungo questo perimetro la sollecitazione non deve superare un valore limite legato alla resistenza a compressione del calcestruzzo; in caso tale condizione non risulti verificata occorre:

- adottare un calcestruzzo di classe di resistenza più alta
- aumentare le dimensioni del pilastro o della zona caricata
- aumentare lo spessore della piastra
- inserire un capitello o aumentare lo spessore della piastra nella zona caricata

Perimetro di verifica	Tensione resistente	Significato
$u0$	$V_{Rd,max}$	Valore di progetto della tensione di taglio-punzonamento resistente sul contorno $u0$ di un pilastro o di una zona caricata: rappresenta il massimo valore della resistenza unitaria
$u1$	$V_{Rd,c}$	Valore di progetto della tensione di taglio-punzonamento resistente di una piastra o fondazione priva di armature per il punzonamento lungo il perimetro critico $u1$ posta a distanza $2d$ ($a \leq 2d$ per le fondazioni)
	$V_{Rd,cs}$	Valore di progetto della tensione di taglio-punzonamento resistente di una piastra o fondazione dotata di armature per il punzonamento lungo il perimetro critico $u1$ posto a distanza $2d$ ($a \leq 2d$ per le fondazioni)

La tensione di progetto della tensione di taglio-punzonamento lungo il generico perimetro di verifica u_i si calcola con la seguente formula

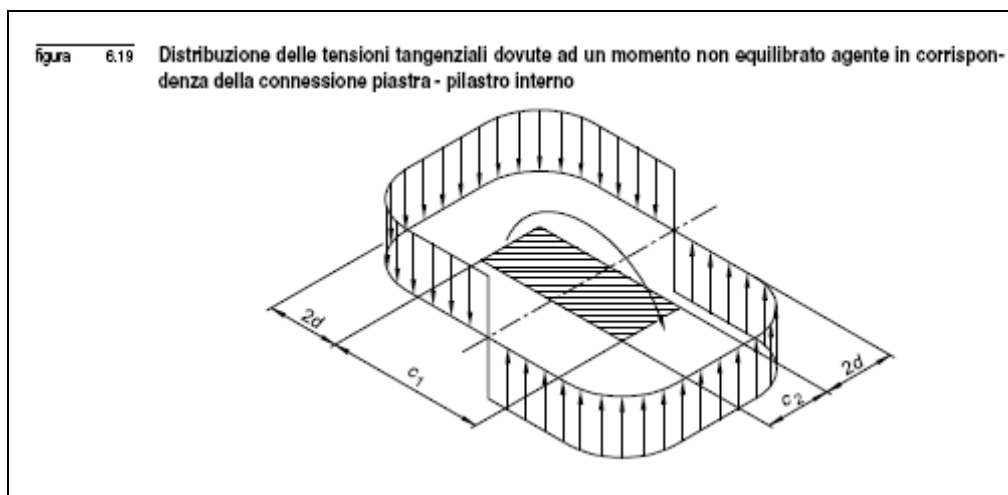
$$v_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_i \cdot d} \quad \text{in cui}$$

- V_{Ed} = valore di progetto del taglio
- $d = (d_y + d_z)/2$ = altezza utile della piastra (media delle altezze utili nelle due direzioni)
- $u_i = u0$ nel caso di verifica lungo il perimetro del pilastro o dell'area caricata; $u1$ nel caso di verifica lungo il perimetro critico posto, a distanza $2d$ per le piastre, a distanza a priori non nota $a \leq 2d$ per le fondazioni. In questo ultimo caso il perimetro critico (e la sua posizione) deve essere ricercato per tentativi.
- β = coefficiente uguale a 1 nel caso di reazione del pilastro centrata rispetto al baricentro del perimetro di verifica; maggiore di 1 nel caso in cui la reazione del pilastro sia eccentrica ossia se la piastra e pilastro si scambiano un momento flettente M_{Ed}

Nel calcolo del coefficiente β , il momento M_{Ed} da considerare per ciascuna delle due direzioni principali y e z della piastra è dato dalla somma dei momenti delle sezioni di estremità dei pilastri superiore ed inferiore mentre, per le fondazioni, tale momento si riduce a quello trasmesso dal pilastro soprastante.

Nell'ipotesi di distribuzione "uniforme" di tipo plastico delle tensioni tangenziali sulla superficie critica SI di altezza d e perimetro di base u_1 (S_i, u_i generici nel caso delle fondazioni), dovute ad un momento agente in corrispondenza della connessione piastra-pilastro, l'espressione del coefficiente β assume forma

$$\beta = 1 + \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_1}{W_1}$$



Per tenere conto del fatto che la distribuzione delle tensioni tangenziali in realtà non è uniforme, poiché il momento flettente è equilibrato non solo dagli sforzi tangenziali ma anche da flessione, nelle strisce della piastra poste nel piano di flessione, e da torsione, nelle strisce di piastra poste nel piano ortogonale a quello di flessione, viene introdotto un ulteriore coefficiente k i cui valori sono ricavabili mediante il prospetto 6.1 dell'Eurocodice2.

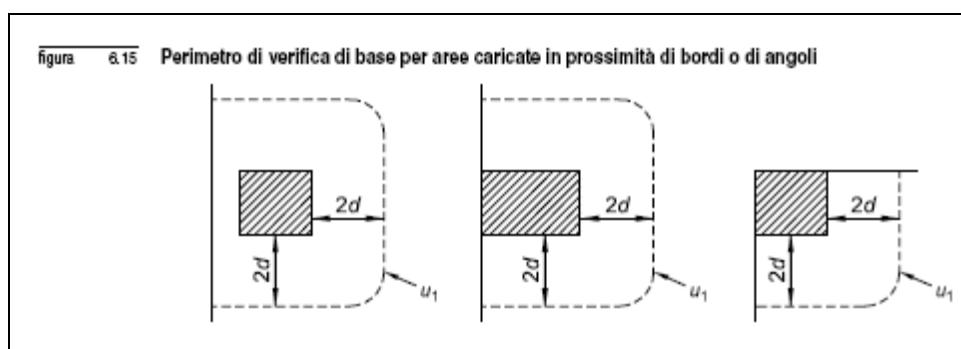
prospetto 6.1 Valori di k per aree caricate rettangolari

c_1/c_2	$\leq 0,5$	1,0	2,0	$\geq 3,0$
k	0,45	0,60	0,70	0,80

L'espressione del coefficiente β assume allora forma

$$\beta = 1 + k \cdot \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_1}{W_1}$$

mentre di seguito si riportano alcuni dei casi in cui si può incorrere nel calcolo di tale coefficiente a seconda che il pilastro si interno o di bordo (cfr.: UNI EN 1992-1-1:2005, § 6.4.2, fig. 6.15) e che l'eccentricità perpendicolare al bordo si rivolta verso l'interno o verso l'esterno della piastra in esame.



1) In caso di pilastro interno a sezione rettangolare con eccentricità in una sola direzione, l'espressione per il calcolo di β è quella sopra riportata:

$$\beta = 1 + k \cdot \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_1}{W_1}$$

2) In caso di pilastro interno a sezione rettangolare con eccentricità in entrambe le direzioni, l'espressione per il calcolo di β è la seguente:

$$\beta = 1 + k_z \cdot \frac{M_{Ed,z}}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_1}{W_{1,z}} + k_y \cdot \frac{M_{Ed,y}}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_1}{W_{1,y}}$$

avendo fissato l'asse z nella direzione di massima rigidezza dei pilastri e l'asse y nella direzione di minima rigidezza, dove

- $M_{Ed,z}$ = momento di progetto che inflette le strisce parallele al bordo
- $M_{Ed,y}$ = momento di progetto che inflette le strisce ortogonali al bordo
- k_z = coefficiente ricavabile dal prospetto 6.1 dell'Eurocodice2 (cfr.: UNI EN 1992-1-1:2005, § 6.4.3) con rapporto c_1/c_2 sostituito da $c_1/(2 \cdot c_2)$
- k_y = coefficiente ricavabile dal prospetto 6.1 dell'Eurocodice2 (cfr.: UNI EN 1992-1-1:2005, § 6.4.3) con rapporto c_1/c_2 sostituito da $c_2/(2 \cdot c_1)$
- $c_1; c_2$ = dimensioni in pianta dei pilastri
- $W_{1,z}; W_{1,y}$ = momento intorno all'asse di sollecitazione prodotto da una distribuzione di tipo "uniforme" (completa plasticizzazione) degli sforzi tangenziali unitari, sulla superficie critica S_1 di altezza d e perimetro di base u_1 (cfr.: UNI EN 1992-1-1:2005, § 6.4.3, fig. 6.19).

3) In caso di pilastro di bordo a sezione rettangolare con eccentricità perpendicolare al bordo rivolta verso l'interno, la forza di punzonamento può considerarsi uniformemente distribuita lungo un perimetro di verifica ridotto u_1^*

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{u_1^* \cdot d} \quad \text{in cui}$$

$$- u_1^* = 2 \cdot \min(1,5 \cdot d; 0,5 \cdot c_1) + c_2 + 2 \cdot \pi \cdot d$$

- c_1 = è la dimensione ortogonale al bordo

4) In caso di pilastro di bordo a sezione rettangolare con eccentricità perpendicolare al bordo rivolta verso l'esterno, il coefficiente β è dato dalla seguente espressione:

$$\beta = 1 + k \cdot \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_1}{W_1} \quad \text{in cui}$$

- $M_{Ed} = M + V_{Ed} \cdot (e_g - c_1/2)$ è il momento calcolato rispetto all'asse parallelo al bordo e passante per il baricentro del perimetro critico

- W_1 = momento prodotto da una distribuzione di tipo "uniforme" (completa plasticizzazione) di tensioni tangenziali unitarie, calcolato rispetto all'asse parallelo al bordo e passante per il baricentro del perimetro critico

- e_g = distanza del baricentro G del perimetro critico dal bordo della piastra

5) In caso di pilastro di bordo a sezione rettangolare con eccentricità parallela, il coefficiente β è dato dalla seguente espressione:

$$\beta = 1 + k \cdot \frac{u_1}{W_1} \cdot e_{par} \quad \text{in cui}$$

- e_{par} = eccentricità parallela al bordo della piastra

- k = coefficiente ricavabile dal prospetto 6.1 dell'Eurocodice2 (cfr.: UNI EN 1992-1-1:2005, § 6.4.3) con rapporto c_1/c_2 sostituito da $c_2/(2 \cdot c_1)$

6) In caso di pilastro di bordo a sezione rettangolare con eccentricità in entrambe le direzioni ed eccentricità perpendicolare al bordo rivolta verso l'esterno, il coefficiente β è dato dalla seguente espressione:

$$\beta = 1 + k_z \cdot \frac{M_{Ed,z}}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_1}{W_{1,z}} + k_y \cdot \frac{M_{Ed,y'}}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_1}{W_{1,y'}}$$

- $M_{Ed,y'} = M_{Ed,y'} + V_{Ed} \cdot (e_g - c_1/2)$ è il momento calcolato rispetto all'asse parallelo al bordo e passante per il baricentro del perimetro critico
- k_z = coefficiente ricavabile dal prospetto 6.1 dell'Eurocodice2 (cfr.: UNI EN 1992-1-1:2005, § 6.4.3) con rapporto c_1/c_2 sostituito da $c_1/(2 \cdot c_2)$
- k_y = coefficiente ricavabile dal prospetto 6.1 dell'Eurocodice2 (cfr.: UNI EN 1992-1-1:2005, § 6.4.3) con rapporto c_1/c_2 sostituito da $c_2/(2 \cdot c_1)$
- $c_1; c_2$ = dimensioni in pianta dei pilastri
- $W_{1,z}$ = momento intorno all'asse di sollecitazione prodotto da una distribuzione di tipo "uniforme" (completa plasticizzazione) di sforzi tangenziali unitari, sulla superficie critica S_I di altezza d e perimetro di base u_I (cfr.: UNI EN 1992-1-1:2005, § 6.4.3, fig. 6.19).
- $W_{1,y'}$ = momento calcolato rispetto all'asse parallelo al bordo e passante per il baricentro del perimetro critico, prodotto da una distribuzione di tipo "uniforme" (completa plasticizzazione) di sforzi tangenziali unitari, sulla superficie critica S_I di altezza d e perimetro di base u_I (cfr.: UNI EN 1992-1-1:2005, § 6.4.3, fig. 6.19).

N.B.: in caso la verifica a punzonamento riguardi un elemento di fondazione i parametri sopra definiti si riferiscano al generico perimetro di verifica posto a distanza $a \leq 2d$ dal bordo del pilastro; al posto dell'indice "1" occorre sostituire il generico indice "i"

Verifica di resistenza a taglio-punzonamento in adiacenza al pilastro o sul perimetro della zona caricata:

Deve risultare

$$v_{Ed,0} \leq v_{Rd,max}$$

in cui la resistenza unitaria massima è data da:

$$v_{Rd,max} = 0,4 \cdot v \cdot f_{cd}$$

- $v = 0,5$ per calcestruzzi di classe non superiore alla C70/85
- $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$ = resistenza a compressione di progetto del calcestruzzo

Verifica di resistenza a taglio-punzonamento lungo il generico perimetro critico u_i

Deve risultare

$$v_{Ed,i} \leq v_{Rd,c}$$

in cui la resistenza a punzonamento per piastre prive di specifica armatura è data da:

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \geq (v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp})$$

che per elementi di fondazione diviene:

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot 2d / a \geq v_{\min} \cdot 2d / a$$

nelle quali i simboli hanno significato appresso spiegato

- $k_1 = 0.1$
- $\sigma_{cp} = (\sigma_{cy} + \sigma_{cz}) / 2$
- σ_{cy}, σ_{cz} = tensioni normali nel calcestruzzo della sezione critica (in Mpa, positive se di compressione)
- $C_{Rd,c} = 0.18 / \gamma_c$ resistenza convenzionale a trazione del calcestruzzo
- $k = 1 + \left(\frac{200}{d} \right)^{1/2} \leq 2$
- $v_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$ = resistenza minima a taglio
- $d = (dy + dz) / 2$ = altezza utile della piastra in mm (media delle altezze utili nelle due direzioni)
- a = distanza dal contorno del pilastro al perimetro di verifica considerato
- $\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} \cdot \rho_{lz}} \leq 0,02$, rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa

se le armature nelle due direzioni hanno diametro e passo costante, i valori delle percentuali geometriche di armatura si ottengono dalla seguente espressione

$$\rho_{l,j} = \frac{A_{l,j}}{i_j \cdot d} \quad \text{nella quale}$$

- $A_{l,j}$ = area della singola barra in direzione j
- i_j = passo delle barre poste in direzione j
- j = direzione y o z

Nel caso in cui tale verifica non risulti soddisfatta occorre predisporre una opportuna armatura.

Per quanto concerne la determinazione della resistenza a punzonamento di piastre dotate di specifiche armature, si pone il problema di combinare il contributo del calcestruzzo con quello dell'acciaio: i due diversi approcci al problema presenti in letteratura prevedono l'uno la riduzione del contributo dell'acciaio, l'altro del calcestruzzo, mediante l'adozione di opportuni fattori di efficienza. L'Eurocodice2 segue questa seconda strada applicando un fattore di efficienza pari a 0,75.

Come accennato in precedenza, le NTC 2008 si discostano da entrambi gli approcci prescrivendo, nel caso si renda necessario disporre un'apposita armatura, che l'intero sforzo allo stato limite ultimo venga

affidato all'acciaio. Alla luce di queste considerazioni il contributo dell'armatura trasversale si calcola con la seguente

$$v_{Rd,cs} = 1,5 \cdot (d / s_r) \cdot A_{sw} \cdot f_{ywd,ef} \cdot \frac{1}{ui \cdot d} \sin(\alpha) \text{ in cui}$$

$$f_{ywd,ef} = 250 + 0,25 \cdot d \leq f_{ywd} \text{ (in N/mm}^2\text{)}$$

- $f_{ywd,ef}$ = valore di progetto della tensione dell'acciaio. Tiene conto del fatto che è difficile ancorare adeguatamente le armature trasversali su entrambi i lati di una fessura a punzonamento e viene fatta dipendere dall'altezza utile della piastra per tenere conto proprio della non perfetta efficacia dell'ancoraggio
- A_{sw} = area di armatura a punzonamento disposta su una fila circonferenziale intorno al pilastro
- α = angolo compreso tra l'armatura a punzonamento e la superficie media della piastra
- d = media delle altezze utili nelle due direzioni
- ui = perimetro di verifica in esame
- s_r = passo radiale dell'armatura a punzonamento, ossia distanza tra due file circolari consecutive di armature.

Nel caso si impieghi una sola fila di barre piegate (verso il basso per le piastre, verso l'alto per le fondazioni), il rapporto d / s_r assume valore 0,67 (=1/0,75)

Ponendo nella formula della resistenza delle armature il valore di progetto della tensione a punzonamento ed invertendo, si ottiene l'area minima necessaria di acciaio; dividendo questa ultima per l'area della sezione trasversale delle barre che si intende utilizzare si ricava il numero complessivo di cuciture necessarie. Questo infine, nel caso si dispongano ferri piegati, sarà pari al doppio del numero minimo di ferri che è necessario disporre su ogni ordine circonferenziale.

Nel caso di verifica di fondazioni, la distanza a del perimetro di verifica dal pilastro, che in ogni caso non deve essere superiore a $2d$, viene ricercata per tentativi: ad ogni valore di a corrisponde una diversa inclinazione della superficie di rottura e un diverso valore sia della tensione tangenziale di progetto sia della resistenza unitaria a punzonamento. Si fanno quindi vari tentativi fino ad individuare il perimetro critico u , definito come quello per il quale è massimo il rapporto tra il valore di progetto della tensione di punzonamento e la resistenza unitaria a punzonamento.

Per il calcolo della forza tagliante di progetto nel caso di sforzo normale centrato o coassiale, l'Eurocodice2 indica di fare riferimento al valore ridotto

$$V_{Ed,red} = V_{Ed} - \Delta V_{Ed} \text{ in cui}$$

- V_{Ed} = è la forza tagliante applicata, uguale allo sforzo normale trasmesso dal pilastro

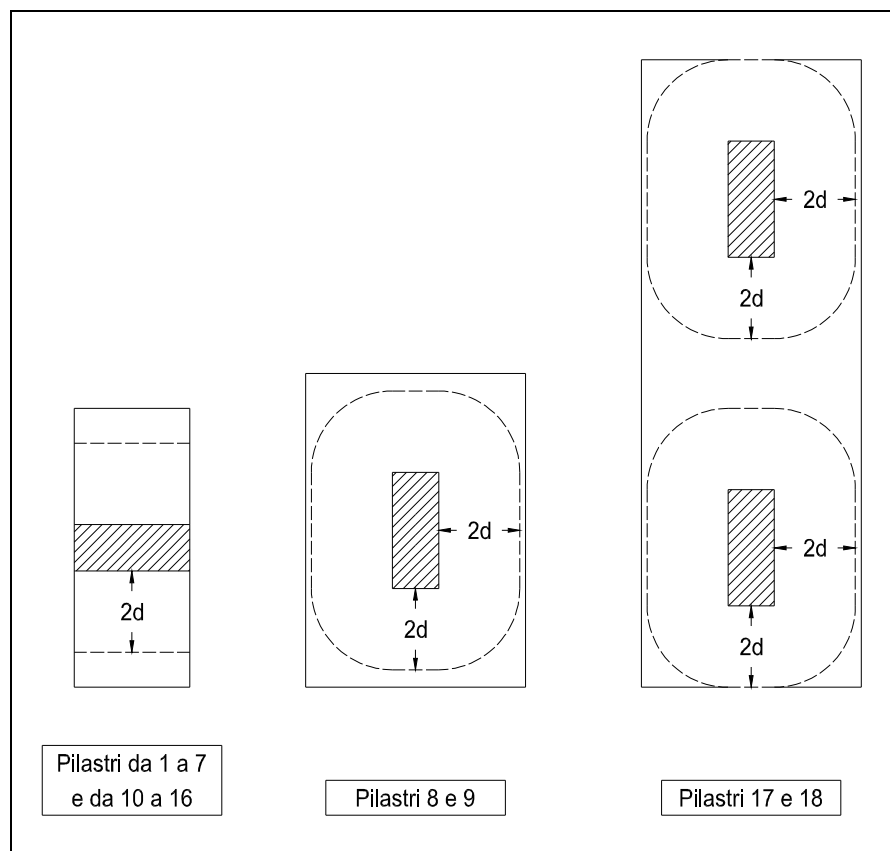
$-\Delta V_{Ed} =$ è la forza netta rivolta verso l'alto all'interno del perimetro di verifica considerato;
 questa è pari alla risultante della pressione di contatto del terreno depurata dal peso proprio della fondazione

Nel testo preso a riferimento “*Progetto delle strutture in calcestruzzo armato*”, per il calcolo della tensione di progetto in fondazione, anche nel caso di pressoflessione retta, si indica quale sollecitazione di progetto la forza tagliante ridotta, calcolando al decurtazione dovuta alla forza netta rivolta verso l'alto sulla base della pressione *media* di contatto del terreno.

Nel nostro caso, procedendo in maniera cautelativa, non si è tenuto conto di tale decurtazione.

Tutto quanto sopra doverosamente premesso, andremo nel seguito a prendere in considerazione il caso in esame.

Nella figura seguente sono rappresentati, per ognuna delle le tre situazioni riscontrabili nel caso di studio, le sezioni dei pilastri e i bordi dei plinti con linea continua; i perimetri critici posti a distanza $2d$ dal bordo del pilastro con linea tratteggiata. In particolare i pilastri da 1 a 7 e da 10 a 16 (disposti sui lati lunghi dell'edificio) possono essere classificati come “di bordo” mentre i pilastri 8, 9 17, 18 (disposti sui lati corti dell'edificio) possono essere classificati come “interni” (cfr.: fig. 6.20 § 6.4.3 EC2).



Data la particolare geometria dei casi in esame, anche per i pilastri “di bordo” si ha sempre coincidenza tra P =centro di pressione e G =baricentro del perimetro critico, inoltre l'eccentricità in

direzione perpendicolare al bordo per i pilastri da 1 a 7 e da 10 a 16, risulta sempre diretta “verso l'esterno”. Alla luce di queste considerazioni, sia per i pilastri di bordo sia per quelli interni il coefficiente β è esprimibile mediante la formula:

$$\beta = 1 + k_z \cdot \frac{M_{Ed,z}}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_i}{W_{i,z}} + k_y \cdot \frac{M_{Ed,y}}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_i}{W_{i,y}}$$

In pratica tutte e tre le tipologie di plinto in esame ricadono nei casi “1” e “6” riportati come esempio ai paragrafi precedenti: nelle varie combinazioni di carico considerate l'eccentricità è pertanto riconducibile soltanto alla presenza del momento flettente.

Poiché ogni pilastro risulta soggetto a pressoflessione deviata, si è ritenuto corretto non applicare al taglio di calcolo alcuna decurtazione dovuta alla risultante verticale della pressione di reazione del terreno.

Per ognuno dei diciassette nuovi plinti e per ognuna delle combinazioni di carico previste dal dettato normativo, sia in riferimento allo Stato Limite Ultimo (combinazione di base) sia agli stati limite dovuti al sisma che presuppongono verifiche di resistenza (SLV e SLO), nel rispetto delle prescrizioni del metodo della gerarchia delle resistenze, si sono svolte:

- la verifica del calcestruzzo compresso in corrispondenza del bordo dei pilastri
- la verifica del calcestruzzo teso lungo perimetri posti a distanza crescente dal bordo del pilastro con passo di 1 cm
- il progetto della eventuale armatura specifica prevedendo di utilizzare ferri piegati disposti con inclinazione di 30° rispetto al piano medio dei plinti stessi, e di affidare a questi l'intera sollecitazione come prescritto dalla norma italiana (cfr.: NTC 2008, § 4.1.2.1.3.4)

In tutti i casi la sezione critica è risultata quella posta a distanza $2d$ dal bordo del pilastro:

- soddisfano entrambe le verifiche di resistenza, e non hanno bisogno di specifica armatura a punzonamento, i plinti in corrispondenza dei pilastri 8, 9, 17, 18 realizzati sui lati corti dell'edificio
- soddisfano la verifica in corrispondenza del perimetro del pilastro, ma non quella in corrispondenza del perimetro critico, e pertanto necessitano di specifica armatura a punzonamento, i plinti dei pilastri da 1 a 7 e da 10 a 16 realizzati su lati lunghi dell'edificio
- per ognuno di questi ultimi si prevede un'armatura a punzonamento costituita 8 ferri piegati $\Phi 20$ con braccia inclinate di 30° rispetto al piano medio del plinto. Queste armature devono presentare tratto rettilineo centrale lungo 70 cm, in modo da rispettare le prescrizioni di carattere geometrico sulla disposizione delle armature, in particolare quella che impone che la distanza

massima tra bordo del pilastro e inizio del tratto inclinato sia inferiore a 0,5 volte l'altezza utile media del plinto stesso.

Verifica dei cordoli di collegamento

Secondo quanto previsto dal dettato normativo (cfr.: 7.2.5.1 NTC 2008), per le costruzioni in zona sismica è necessario tenere conto dei possibili spostamenti relativi del terreno di fondazione e dei conseguenti effetti indotti nella sovrastruttura. Questo requisito si ritiene soddisfatto se le strutture di fondazione sono collegate tra di loro mediante elementi in grado di assorbire le forze assiali dovute ai suddetti spostamenti. Tali azioni assiali, in assenza di valutazioni più accurate, possono conservativamente essere calcolate come frazione del valore medio delle forze verticali agenti sugli elementi collegati. In particolare, in caso di profilo stratigrafico di tipo B si ha:

$$N_{Ed} = \pm 0,3 \cdot N_{Sd} \cdot a_{\max} / g \quad \text{in cui}$$

- N_{Sd} è il valore medio delle forze verticali agenti sugli elementi collegati
- $a_{\max} = a_g \cdot S$ è l'accelerazione orizzontale massima attesa sul sito
- a_g è l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido orizzontale
- $S =$ coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) e dell'amplificazione topografica (S_T)

Nel caso in esame, a favore di sicurezza, quale valore dell'azione assiale si è assunto, per ognuno degli stati limite considerati, il massimo valore dello sforzo normale cui risultano sottoposti tutti i pilastri, ricavato dal modello dell'edificio caratterizzato da fattore di struttura $q=1,50$.

Come precedentemente anticipato, alle travi esistenti di fondazione è demandato il compito di realizzare il mutuo collegamento tra nuovi plinti di fondazione: data la particolare concezione dell'intervento è stata considerata efficace la sola anima della trave di fondazione e pertanto, ciascun cordolo esistente di collegamento risulta avere sezione trasversale rettangolare 26x50 cm armata con 4 barre lisce $\phi 6$.

Coerentemente con quanto fatto per la verifica degli elementi strutturali della copertura, si è assunto che il calcestruzzo sia equiparabile a quello di categoria C20/25 e che l'acciaio sia equiparabile a quello di classe FeB32K.

Nella tabella seguente si riportano le risultanze di calcolo:

Stato Limite		SLO	SLD	SLV
g	m/s ²	9,806	9,806	9,806
a _g	g	0,059	0,072	0,168
F ₀	-	2,536	2,527	2,401
S _T	-	1,0	1,0	1,0
S _S	-	1,2	1,2	1,2
S	-	1,2	1,2	1,2
a _{max}	m/s ²	0,694	0,847	1,977
N _{Sd max}	Kg	2720519	2720519	3483238
N _{Ed}	Kg	±57784	±70516	± 210666

La condizione più gravosa risulta quella allo stato limite di salvaguardia della vita.

Si è quindi valutata la resistenza a compressione semplice e a trazione della sezione resistente ottenendo i seguenti risultati:

$$N_{Rd, comp.} = \frac{A_C \cdot \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / (\gamma_C \cdot FC) + A_S \cdot f_{yk} / (\gamma_S \cdot FC)}{1,2} = 9105732 \text{ Kg}$$

$$N_{Rd, traz.} = A_S \cdot f_{yk} / (\gamma_S \cdot FC) = 225021 \text{ kg.}$$

pertanto i cordoli soddisfano la verifica.

Verifiche di resistenza dei singoli elementi di struttura del blocco spogliato

Verifica nuovo cordolo di piano primo 40 x 25 cm

Come anticipato in precedenza, la realizzazione del giunto sismico finalizzato all'ottenimento di due corpi di fabbrica strutturalmente indipendenti, determina la necessità di realizzare cordoli in c.c.a. in spessore di solaio in corrispondenza dell'impalcato di piano primo. Il cordolo avrà pertanto altezza strutturale pari a 25 cm e larghezza pari a 40 cm. Le verifiche sotto riportate sono state condotte per l'elemento caratterizzato da luce maggiore a parità di carico agente.

Simbologia

Vn = Numero del vincolo nodo

Com = Commento

m.

Sx = Spostamento in dir. X (L=libero, B=bloccato, E=elastico)

Sy = Spostamento in dir. Y (L=libero, B=bloccato, E=elastico)

Sz = Spostamento in dir. Z (L=libero, B=bloccato, E=elastico)

Rx = Rotazione intorno all'asse X (L=libera, B=bloccata, E=elastica)

Ry = Rotazione intorno all'asse Y (L=libera, B=bloccata, E=elastica)

Rz = Rotazione intorno all'asse Z (L=libera, B=bloccata, E=elastica)

RL = Rotazione libera

Ly = Lunghezza (dir. Y locale)

Lz = Larghezza (dir. Z locale)

Kt = Coeff. di sottofondo su suolo elastico alla Winkler

Vn	Comm.	Sx	Sy	Sz	Rx	Ry	Rz	RL	Ly	Lz	Kt
									<m>	<m>	<kg/cm<
4	cerniera	B	B	B	L	B	B				

Elenco nodi

Nodo = Numero del nodo
 X = Coordinata X del nodo
 Y = Coordinata Y del nodo
 Z = Coordinata Z del nodo
 Imp. = Numero dell'impalcato
 Vn = Numero del vincolo nodo

Nodo	X <m>	Y <m>	Z <m>	Imp.	Vn
1	0.00	0.00	0.00	0	4
2	0.00	4.50	0.00	0	4

Elenco materiali

Simbologia

Mat. = Numero del materiale
 Comm. = Commento
 P = Peso specifico
 E = Modulo elastico
 G = Modulo elastico tangenziale
 v = Coeff. di Poisson
 α = Coeff. di dilatazione termica

Mat.	Comm.	P <kg/mc>	E <kg/cm ² >	G <kg/cm ² >	v	α
1	Calcestruzzo	2500	300000.00	130000.00	0.1	1.000000E-005

Asta	N1	N2	Sez.	Va	Par.	Rot. <grad>	FF	Dy1 <cm>	Dy2 <cm>	Dz1 <cm>	Dz2 <cm>	Kt <kg/cm ² >
201	1	2	1	1		0.00	11	0.00	0.00	0.00	0.00	

Carichi

Condizioni di carico elementari

Simbologia

CCE = Numero della condizione di carico elementare
 Comm. = Commento
 Mx = Moltiplicatore della massa in dir. X
 My = Moltiplicatore della massa in dir. Y
 Mz = Moltiplicatore della massa in dir. Z
 Jpx = Moltiplicatore del momento d'inerzia intorno all'asse X
 Jpy = Moltiplicatore del momento d'inerzia intorno all'asse Y
 Jpz = Moltiplicatore del momento d'inerzia intorno all'asse Z
 Tipo CCE = Tipo di CCE per calcolo agli stati limite
 Sicurezza = Contributo alla sicurezza
 F = a favore
 S = a sfavore
 A = ambigua
 Variabilità = Tipo di variabilità
 B = di base
 I = indipendente
 A = ambigua

CCE	Comm.	Mx	My	Mz	Jpx	Jpy	Jpz	Tipo CCE	Sicurezza	Variabilità
1	peso	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1 D.M. 08 Permanenti strutturali	S	--
2	qps	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1 D.M. 08 Permanenti strutturali	S	--
3	qpn	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	2 D.M. 08 Permanenti non strutturali	S	--
4	qa	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	4 D.M. 08 Variabili Categoria B Uffici	S	B

Elenco carichi aste

Condizione di carico n. 1: peso

Carichi distribuiti

Simbologia

Asta = Numero dell'asta

N1 = Nodo iniziale

N2 = Nodo finale

S = Numero del solaio di provenienza

T = Tipo di carico

QA = Carico accidentale da solaio

QPS = Carico permanente strutturale da solaio

QPN = Carico permanente non strutturale da solaio

PP = Peso proprio

M = Manuale

DC = Direzione del carico

XG,YG,ZG = secondo gli assi Globali

XL,YL,ZL = secondo gli assi Locali

Xi = Distanza iniziale

Qi = Carico iniziale

Xf = Distanza finale

Qf = Carico finale

Asta	N1	N2	S	T	DC	Xi	Qi	Xf	Qf
						<m>	<kg/m>	<m>	<kg/m>
201	1	2	--	PP	ZG	0.00	250.00	4.50	250.00

Elenco carichi aste

Condizione di carico n. 2: qps

Carichi distribuiti

Asta	N1	N2	S	T	DC	Xi	Qi	Xf	Qf
						<m>	<kg/m>	<m>	<kg/m>
201	1	2	--	M	ZG	0.00	365.00	4.50	365.00

Elenco carichi aste

Condizione di carico n. 3: qpn

Carichi distribuiti

Asta	N1	N2	S	T	DC	Xi	Qi	Xf	Qf
						<m>	<kg/m>	<m>	<kg/m>
201	1	2	--	M	ZG	0.00	260.00	4.50	260.00

Elenco carichi aste

Condizione di carico n. 4: qa

Carichi distribuiti

Asta	N1	N2	S	T	DC	Xi	Qi	Xf	Qf
						<m>	<kg/m>	<m>	<kg/m>
201	1	2	--	M	ZG	0.00	390.00	4.50	390.00

Risultati del calcolo

Parametri di calcolo

La modellazione della struttura e la rielaborazione dei risultati del calcolo sono stati effettuati con:
ModeSt ver. 7.23, prodotto da Tecnisoft s.a.s. - Prato

La struttura è stata calcolata utilizzando come solutore agli elementi finiti:
Xfinest ver. 8.2, prodotto da Ce.A.S. S.r.l. - Milano

Tipo di normativa: stati limite D.M. 08

Tipo di calcolo: calcolo statico

Schematizzazione piani rigidi: nessun impalcato rigido

Modalità di recupero masse secondarie: mantenere sul nodo masse e forze relative

Generazione combinazioni

- Lineari: si
- Valuta spostamenti e non sollecitazioni: no
- Buckling: no

Opzioni di calcolo

- Sono state considerate infinitamente rigide le zone di connessione fra travi, pilastri ed elementi bidimensionali con una riduzione del 20%
- Calcolo con offset rigidi dai nodi: no
- Uniformare i carichi variabili: no
- Massimizzare i carichi variabili: no
- Minimo carico da considerare: 0.00 <kg/m>
- Recupero carichi zone rigide: taglio e momento flettente

Opzioni del solutore

- Tipo di elemento bidimensionale: ISOSHELL
- Trascura deformabilità a taglio delle aste: No
- Analisi dinamica con metodo di Lanczos: Sì
- Check sequenza di Sturm: Sì
- Soluzione matrice con metodo ver. 5.1: No
- Analisi non lineare con Newton modificato: No
- Usa formulazione secante per Buckling: No
- Trascura Buckling torsionale: No

Dati struttura

- Tipo di opera: Opera ordinaria
- Vita nominale V_N : 50.00
- Classe d'uso: classe III
- Forze orizzontali convenzionali per stati limite non sismici: no

Condizioni di carico elementari

Simbologia

- CCE = Numero della condizione di carico elementare
- Comm. = Commento
- Mx = Moltiplicatore della massa in dir. X
- My = Moltiplicatore della massa in dir. Y
- Mz = Moltiplicatore della massa in dir. Z
- Jpx = Moltiplicatore del momento d'inerzia intorno all'asse X
- Jpy = Moltiplicatore del momento d'inerzia intorno all'asse Y
- Jpz = Moltiplicatore del momento d'inerzia intorno all'asse Z
- Tipo CCE = Tipo di CCE per calcolo agli stati limite
- Sicurezza = Contributo alla sicurezza
 - F = a favore
 - S = a sfavore
 - A = ambigua
- Variabilità = Tipo di variabilità
 - B = di base
 - I = indipendente
 - A = ambigua

Condizioni di carico elementari

CCE	Comm.	Mx	My	Mz	Jpx	Jpy	Jpz	Tipo CCE	Sicurezza	Variabilità
1	peso	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1	S	--
2	qps	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1	S	--
3	qpn	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	2	S	--
4	qa	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	4	S	B

Elenco tipi cce definiti

Simbologia

Tipo = Tipo condizione di carico elementare

CCE

Comm. = Commento

Tipo = Tipologia

G = Permanente

Q = Variabile

I = Da ignorare

A = Azione eccezionale

P = Precompressione

Durata = Durata del carico

N = Non definita

P = Permanente

L = Lunga

M = Media

B = Breve

I = Istantanea

$\gamma_{min.}$ = Coeff. $\gamma_{min.}$

γ_{max} = Coeff. γ_{max}

ψ_0 = Coeff. ψ_0

ψ_1 = Coeff. ψ_1

ψ_2 = Coeff. ψ_2

$\psi_{0,s}$ = Coeff. ψ_0 sismico (D.M. 96)

Tipo CCE	Comm.	Tip o	Dur ata	$\gamma_{min.}$	γ_{max}	ψ_0	ψ_1	ψ_2	$\psi_{0,s}$
1	D.M. 08 Permanenti strutturali	G	N	1.00	1.30				
2	D.M. 08 Permanenti non strutturali	G	N	0.00	1.50				
3	D.M. 08 Variabili Categoria A Ambienti ad uso residenziale	Q	N	0.00	1.50	0.70	0.50	0.30	0.00
4	D.M. 08 Variabili Categoria B Uffici	Q	N	0.00	1.50	0.70	0.50	0.30	0.00
5	D.M. 08 Variabili Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	Q	N	0.00	1.50	0.70	0.70	0.60	0.00
6	D.M. 08 Variabili Categoria D Ambienti ad uso commerciale	Q	N	0.00	1.50	0.70	0.70	0.60	0.00
7	D.M. 08 Variabili Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	Q	N	0.00	1.50	1.00	0.90	0.80	0.00
8	D.M. 08 Variabili Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	Q	N	0.00	1.50	0.70	0.70	0.60	0.00
9	D.M. 08 Variabili Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	Q	N	0.00	1.50	0.70	0.50	0.30	0.00
10	D.M. 08 Variabili Vento	Q	N	0.00	1.50	0.60	0.20	0.00	0.00
11	D.M. 08 Variabili Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	Q	N	0.00	1.50	0.50	0.20	0.00	0.00
12	D.M. 08 Variabili Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	Q	N	0.00	1.50	0.70	0.50	0.20	0.00
13	D.M. 08 Variabili Variazioni termiche	Q	N	0.00	1.50	0.60	0.50	0.00	0.00
14	D.M. 96 Permanenti	G	N	1.00	1.40				
15	D.M. 96 Variabili Abitazioni	Q	P	0.00	1.50	0.70	0.50	0.20	0.70
16	D.M. 96 Variabili Uffici, negozi, scuole, ecc.	Q	N	0.00	1.50	0.70	0.60	0.30	0.70
17	D.M. 96 Variabili Autorimesse	Q	N	0.00	1.50	0.70	0.70	0.60	0.70
18	D.M. 96 Variabili Vento	Q	N	0.00	1.50	0.70	0.20	0.00	0.00

Ambienti di carico

Simbologia

N Numero

Comm. Commento

1 peso

2 qps

3 qpn

4^{qa}
 F = azioni orizzontali convenzionali
 SLU = Stato limite ultimo
 SLR = Stato limite per combinazioni rare
 SLF = Stato limite per combinazioni frequenti
 SLQ = Stato limite per combinazioni quasi permanenti o di danno

N	Comm.	1	2	3	4	SLU	SLR	SLF	SLQ
1	Calcolo statico	si	si	si	si	si	si	si	si

Elenco combinazioni di carico simboliche

Simbologia

CC = Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari

Com = Commento

m.

TCC = Tipo di combinazione di carico

SLU = Stato limite ultimo

SLU S = Stato limite ultimo (azione sismica)

SLE R = Stato limite d'esercizio, combinazione rara

SLE F = Stato limite d'esercizio, combinazione frequente

SLE Q = Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente

SLD = Stato limite di danno

SLV = Stato limite di salvaguardia della vita

SLC = Stato limite di prevenzione del collasso

SLO = Stato limite di operatività

CC	Comm.	TCC	1	2	3	4
1	Amb. 1 (SLU)	SLU	γ_{max}	γ_{max}	γ_{max}	γ_{max}
2	Amb. 1 (SLE R)	SLE R	1	1	1	1
3	Amb. 1 (SLE F)	SLE F	1	1	1	ψ_1
4	Amb. 1 (SLE Q)	SLE Q	1	1	1	ψ_2

Combinazioni delle cce

Simbologia

CC = Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari

Com = Commento

m.

TCC = Tipo di combinazione di carico

SLU = Stato limite ultimo

SLU S = Stato limite ultimo (azione sismica)

SLE R = Stato limite d'esercizio, combinazione rara

SLE F = Stato limite d'esercizio, combinazione frequente

SLE Q = Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente

SLD = Stato limite di danno

SLV = Stato limite di salvaguardia della vita

SLC = Stato limite di prevenzione del collasso

SLO = Stato limite di operatività

An. = Tipo di analisi

L = Lineare

NL = Non lineare

Bk = Buckling

S = Si

N = No

CC	Comm.	TCC	An.	Bk	1	2	3	4
1	CC 1 - Amb. 1 (SLU)	SLU	L	N	1.30	1.30	1.50	1.50
2	CC 2 - Amb. 1 (SLE R)	SLE R	L	N	1.00	1.00	1.00	1.00
3	CC 3 - Amb. 1 (SLE F)	SLE F	L	N	1.00	1.00	1.00	0.50
4	CC 4 - Amb. 1 (SLE Q)	SLE Q	L	N	1.00	1.00	1.00	0.30

Spostamenti dei nodi allo stato limite ultimo

Simbologia

Nodo = Numero del nodo
 Sx = Spostamento in dir. X
 CC = Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari
 Sy = Spostamento in dir. Y
 Sz = Spostamento in dir. Z
 Rx = Rotazione intorno all'asse X
 Ry = Rotazione intorno all'asse Y
 Rz = Rotazione intorno all'asse Z

Nodo		Sx	CC	Sy	CC	Sz	CC	Rx	CC	Ry	CC	Rz	CC
		<cm>		<cm>		<cm>		<rad>		<rad>		<rad>	
1	Max	0.00	1	0.00	1	0.00	1	-0.00	4	0.00	1	0.00	1
1	Min.	0.00	1	0.00	1	0.00	1	-0.00	1	0.00	1	0.00	1
2	Max	0.00	1	0.00	1	0.00	1	0.00	1	0.00	1	0.00	1
2	Min.	0.00	1	0.00	1	0.00	1	0.00	4	0.00	1	0.00	1

Reazioni vincolari

Simbologia

Nodo = Numero del nodo
 Rx = Reazione vincolare (forza) in dir. X
 CC = Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari
 Ry = Reazione vincolare (forza) in dir. Y
 Rz = Reazione vincolare (forza) in dir. Z
 Mx = Reazione vincolare (momento) intorno all'asse X
 My = Reazione vincolare (momento) intorno all'asse Y
 Mz = Reazione vincolare (momento) intorno all'asse Z

Nodo		Rx	CC	Ry	CC	Rz	CC	Mx	CC	My	CC	Mz	CC
		<kg>		<kg>		<kg>		<kgm>		<kgm>		<kgm>	
1	Max	0.00	1	0.00	1	3992.63	1	0.00	4	0.00	1	0.00	1
1	Min.	0.00	1	0.00	1	2232.00	4	0.00	2	0.00	1	0.00	1
2	Max	0.00	1	0.00	1	3992.63	1	0.00	2	0.00	1	0.00	1
2	Min.	0.00	1	0.00	1	2232.00	4	0.00	4	0.00	1	0.00	1

Sollecitazioni aste

Simbologia

Asta = Numero dell'asta
 N1 = Nodo1
 N2 = Nodo2
 X = Coordinata progressiva rispetto al nodo iniziale
 N = Sforzo normale
 CC = Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari
 Ty = Taglio in dir. Y
 Mz = Momento flettente intorno all'asse Z
 Tz = Taglio in dir. Z
 My = Momento flettente intorno all'asse Y
 Mx = Momento torcente intorno all'asse X

Asta	N1	N2		X	N	CC	Ty	CC	Mz	CC	Tz	CC	My	CC	Mx	CC
				<cm>	<kg>		<kg>		<kgm>		<kg>		<kgm>		<kgm>	
201	1	2	Max	0.00	0.00	1	0.00	1	0.00	1	3992.63	1	0.00	2	0.00	1
201	1	2	Max	225.00									4491.70	1		
201	1	2	Max	450.00	0.00	1	0.00	1	0.00	1	-2232.00	4	0.01	1	0.00	1
201	1	2	Min.	0.00	0.00	1	0.00	1	0.00	1	2232.00	4	0.00	4	0.00	1

201	1	2	Min.	225.00								2511.00	4			
201	1	2	Min.	450.00	0.00	1	0.00	1	0.00	1	-3992.62	1	0.00	4	0.00	1

Verifiche e armature travi

Simbologia

Caso = Caso di verifica

Xg = Coordinata progressiva (dal primo nodo) in cui viene effettuato il progetto/verifica

CC = Combinazione delle condizioni di carico elementari

c = momento fittizio in campata

a = momento fittizio agli appoggi

TG = taglio da gerarchia delle resistenze

T = momento traslato per taglio

e = eccentricità aggiuntiva in caso di compressione o pressoflessione

TCC = Tipo di combinazione di carico

SLU = Stato limite ultimo

SLU S = Stato limite ultimo (azione sismica)

SLE R = Stato limite d'esercizio, combinazione rara

SLE F = Stato limite d'esercizio, combinazione frequente

SLE Q = Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente

SLD = Stato limite di danno

SLV = Stato limite di salvaguardia della vita

SLC = Stato limite di prevenzione del collasso

SLO = Stato limite di operatività

El = Elemento (asta) in cui viene effettuato il progetto/verifica (progressivo sul numero di aste)

Sez. = Numero della sezione

Crit. = Numero del criterio di progetto

X = Coordinata progressiva rispetto al nodo iniziale

AfT = Area di ferro teorica totale strettamente necessaria nel punto di verifica, superiore
S

AfT = Area di ferro teorica totale strettamente necessaria nel punto di verifica, inferiore
I

AfE = Area di ferro effettiva totale presente nel punto di verifica, superiore
S

AfE = Area di ferro effettiva totale presente nel punto di verifica, inferiore
I

My = Momento flettente intorno all'asse Y

AfT = Area di ferro teorica parziale strettamente necessaria nella CC considerata, per la
P S sollecitazione indicata, superiore

AfT = Area di ferro teorica parziale strettamente necessaria nella CC considerata, per la
P I sollecitazione indicata, inferiore

AfE = Area di ferro effettiva parziale presente nella CC considerata, per la sollecitazione
P S indicata, superiore

AfE = Area di ferro effettiva parziale presente nella CC considerata, per la sollecitazione
P I indicata, inferiore

Myu = Momento ultimo intorno all'asse Y

x/d = Rapporto x/d a rottura

ϵ_Y = Deformazione nell'acciaio (*1000)

ϵ_C = Deformazione nel calcestruzzo (*1000)

TS = Modalità di calcolo sicurezza

N/e = N costante ed eccentricità costante

My/e = My costante ed eccentricità costante

My/N = My e N costante

Mz/e = Mz costante ed eccentricità costante

Mz/N = Mz e N costante

Sic. = Sicurezza a rottura

σ_f = Tensione nel ferro - superiore

sup

σ_f = Tensione nel ferro - inferiore

inf

σ_c = Tensione nel calcestruzzo
 T_z = Taglio in dir. Z
 X_0 = Coordinata progressiva (dal nodo iniziale) dell'inizio del tratto di progettazione
 X_1 = Coordinata progressiva (dal nodo iniziale) della fine del tratto di progettazione
 Lung = Lunghezza del tratto di progettazione

AfT = Area di ferro teorica della staffatura (d'anima per travi a T o L)

St.

Staff = Staffatura adottata

AfE = Area di ferro effettiva della staffatura (d'anima per travi a T o L)

St.

bw = Larghezza membratura resistente al taglio

Vsdu = Taglio agente nella direzione del momento ultimo

ctg θ = Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo

VRs = Taglio ultimo lato armatura

d

VRc = Taglio ultimo lato calcestruzzo

d

c = Ricoprimento dell'armatura

s = Distanza minima tra le barre

K3 = Coefficiente di forma del diagramma delle tensioni prima della fessurazione

s_{rm} = Distanza media tra le fessure

Φ = Diametro della barra

A_s = Area complessiva dei ferri nell'area di calcestruzzo efficace

A_{c eff} = Area di calcestruzzo efficace

σ_s = Tensione nell'acciaio nella sezione fessurata

σ_{sr} = Tensione nell'acciaio corrispondente al raggiungimento della resistenza a trazione nel calcestruzzo

ϵ_{sm} = Deformazione unitaria media dell'armatura (*1000)

Wk = Apertura delle fessure

Travata n. 201 Nodi: 1 2

Stato Limite Ultimo - Ferri longitudinali - Verifiche armatura esistente

Xg	CC	TCC	EI	X	AfT S	AfT I	AfE S	AfE I	AfTP S	AfTP I	AfEP S	AfEP I	My	Myu	x/d	ϵ_y	ϵ_c	TS	Sic.
<m>				<cm>	<cmq>	<cmq>	<cmq>	<cmq>	<cmq>	<cmq>	<cmq>	<cmq>	<kgm>	<kgm>					
0.03 1	SLU	1		3.40	0.00	2.44	8.04	8.04	0.00	1.44	8.04	4.73	148.20	3712.29	0.16	18.06	-3.50 Mz/e		25.051
2.25 1	SLU	1		225.00	0.00	6.45	8.04	8.04	0.00	6.45	8.04	8.04	4940.87	6056.58	0.19	14.56	-3.50 Mz/e		1.226
4.47 1	SLU	1		446.60	0.00	2.44	8.04	8.04	0.00	1.44	8.04	4.73	148.20	3712.29	0.16	18.06	-3.50 Mz/e		25.050

Stato Limite Ultimo - Ferri longitudinali - Verifiche armatura esistente a Taglio

Xg	CC	TCC	EI	X	AfT I	AfE I	Tz	AfTP I	AfEP I	σ_r inf
<m>				<cm>	<cmq>	<cmq>	<kg>	<cmq>	<cmq>	<kg/cmq>
0.03 1	SLU	1		3.40	2.44	8.04	3932.29	1.00	3.31	1187.38
2.25 1	SLU	1		225.00	6.45	8.04	0.00	0.00	3.31	3136.94
4.47 1	SLU	1		446.60	2.44	8.04	-3932.29	1.00	3.31	1187.38

Stato Limite Esercizio - Ferri longitudinali - Verifiche armatura esistente

Xg	CC	TCC	EI	X	AfT S	AfT I	AfE S	AfE I	My	AfTP S	AfTP I	AfEP S	AfEP I	σ_r sup	σ_r inf	σ_c
<m>				<cm>	<cmq>	<cmq>	<cmq>	<cmq>	<kgm>	<cmq>	<cmq>	<cmq>	<cmq>	<kg/cmq>	<kg/cmq>	<kg/cmq>
0.03 2	SLE R	1		3.40	0.00	1.44	8.04	8.04	105.65	0.00	1.44	8.04	4.73	-20.55	117.46	3.16
0.03 4	SLE Q	1		3.40	0.00	1.44	8.04	8.04	82.85	0.00	1.44	8.04	4.73			2.48
2.25 2	SLE R	1		225.00	0.00	5.14	8.04	8.04	3522.23	0.00	5.14	8.04	8.04	-702.94	2346.33	86.39
2.25 4	SLE Q	1		225.00	2.11	2.11	8.04	8.04	2762.10	2.11	2.11	8.04	8.04			67.75
4.47 2	SLE R	1		446.60	0.00	1.44	8.04	8.04	105.65	0.00	1.44	8.04	4.73	-20.55	117.47	3.16
4.47 4	SLE Q	1		446.60	0.00	1.44	8.04	8.04	82.85	0.00	1.44	8.04	4.73			2.48

Verifiche stato limite di formazione delle fessure

Caso	Xg	CC	TCC	EI	Sez.	Crit	X	My	c	s	K3	s _{rm}	Φ	A _s	A _{c eff}	σ_s	σ_{sr}	ϵ_{sm}	Wk
	<m>						<cm>	<kgm>	<mm>	<mm>		<mm>		<cmq>	<cmq>	<kg/cmq>	<kg/cmq>		<mm>
3	0.03 4	SLE Q	1	1	2		3.40	82.85	27.00	110.00	0.13	132.40	16.00	8.04	567.00	92.11	1209.56	0.02	0.00
4	0.03 3	SLE F	1	1	2		3.40	89.36	27.00	110.00	0.13	132.40	16.00	8.04	567.00	99.36	1209.56	0.02	0.00
7	2.25 4	SLE Q	1	1	2		225.00	2762.10	27.00	110.00	0.13	132.40	16.00	8.04	567.00	1839.97	1323.30	0.66	0.15
8	2.25 3	SLE F	1	1	2		225.00	2979.28	27.00	110.00	0.13	132.40	16.00	8.04	567.00	1984.64	1323.30	0.75	0.17
11	4.47 4	SLE Q	1	1	2		446.60	82.85	27.00	110.00	0.13	132.40	16.00	8.04	567.00	92.12	1209.56	0.02	0.00
12	4.47 3	SLE F	1	1	2		446.60	89.36	27.00	110.00	0.13	132.40	16.00	8.04	567.00	99.36	1209.56	0.02	0.00

Staffe - Verifiche armatura esistente

CC	X0	X1	Lung.	AfT St.	Staff.	AfE St.	bw	Vsdu	ctg θ	VRsd	VRcd
	<m>	<m>	<m>	<cmq/m>		<cmq/m>	<cm>	<kg>		<kg>	<kg>
1	0.00	0.22	0.22	2.11	ø8/15 2 br.	6.70	0.40	3992.63	2.50	12686.60	21967.80
1	0.22	4.29	4.07	1.91	ø8/15 2 br.	6.70	0.40	3611.10	2.50	12686.60	21967.80
1	4.29	4.50	0.22	2.11	ø8/15 2 br.	6.70	0.40	3992.62	2.50	12686.60	21967.80

Verifica nuovo cordolo di piano copertura 40 x 17 cm

Elenco vincoli nodi

Simbologia

- Vn = Numero del vincolo nodo
- Comm. = Commento
- Sx = Spostamento in dir. X (L=libero, B=bloccato, E=elastico)
- Sy = Spostamento in dir. Y (L=libero, B=bloccato, E=elastico)
- Sz = Spostamento in dir. Z (L=libero, B=bloccato, E=elastico)
- Rx = Rotazione intorno all'asse X (L=libera, B=bloccata, E=elastica)
- Ry = Rotazione intorno all'asse Y (L=libera, B=bloccata, E=elastica)
- Rz = Rotazione intorno all'asse Z (L=libera, B=bloccata, E=elastica)
- RL = Rotazione libera
- Ly = Lunghezza (dir. Y locale)
- Lz = Larghezza (dir. Z locale)
- Kt = Coeff. di sottofondo su suolo elastico alla Winkler

Vn	Comm.	Sx	Sy	Sz	Rx	Ry	Rz	RL	Ly	Lz	Kt
									<m>	<m>	<kg/cm^c>
4	cerniera	B	B	B	L	B	B				

Elenco nodi

Simbologia

- Nodo = Numero del nodo
- X = Coordinata X del nodo
- Y = Coordinata Y del nodo
- Z = Coordinata Z del nodo
- Imp. = Numero dell'impalcato
- Vn = Numero del vincolo nodo

Nodo	X	Y	Z	Imp.	Vn
	<m>	<m>	<m>		
1	0.00	0.00	0.00	0	4
2	0.00	4.90	0.00	0	4

Elenco materiali

Simbologia

- Mat. = Numero del materiale
- Comm. = Commento
- P = Peso specifico
- E = Modulo elastico
- G = Modulo elastico tangenziale
- v = Coeff. di Poisson
- α = Coeff. di dilatazione termica

Mat.	Comm.	P	E	G	v	α
		<kg/m^c>	<kg/cm^q>	<kg/cm^q>		
1	Calcestruzzo	2500	300000.00	130000.00	0.1	1.000000E-005

Elenco sezioni aste

Simbologia

- Sez. = Numero della sezione
- Comm. = Commento
- Tipo = Tipologia
 - 2C = Doppia C lato labbri
 - 2Cdx = Doppia C lato costola
 - 2I = Doppia I

2L = Doppia L lato labbri
 2Ldx = Doppia L lato costole
 C = C
 Cdx = C destra
 Cir. = Circolare
 Cir.c = Circolare cava
 I = I
 L = L
 Ldx = L destra
 Om. = Omega
 Pg = Pi greco
 Pr = Poligono regolare
 Prc = Poligono regolare cavo
 Pc = Per coordinate
 Ia = Inerzie assegnate
 R = Rettangolare
 Rc = Rettangolare cava
 T = T
 U = U
 Ur = U rovescia
 V = V
 Vr = V rovescia
 Z = Z
 Zdx = Z destra
 Ts = T stondata
 Ls = L stondata
 Cs = C stondata
 Is = I stondata
 Dis. = Disegnata

Me = Membratura

G = Generica

T = Trave

P = Pilastro

Ver. = Verifica prevista

N = Nessuna

C = Cemento armato

A = Acciaio

L = Legno

B = Base

H = Altezza

Ma = Numero del materiale

C = Numero del criterio di progetto

Ccol = Numero del criterio di progetto collegamento

Sez.	Comm.	Tipo	Me	Ver.	B	H	Ma	C	Ccol
1	cordolo 40x17	R	T	C	<cm> 40.00	<cm> 17.00	1	2	

Elenco vincoli aste

Simbologia

Va = Numero del vincolo asta

Com = Commento

m.

Tipo = Tipologia

SVI = Definizione di vincolamenti interni

ELA = Vincolo su suolo elastico alla Winkler

BIE-RTC = Biella resistente a trazione e a compressione

BIE-RC = Biella resistente solo a compressione

BIE-RT = Biella resistente solo a trazione

Ni = Sforzo normale nodo iniziale (0=sbloccato, 1=bloccato)

Tyi = Taglio in dir. Y locale nodo iniziale (0=sbloccato, 1=bloccato)

Tzi = Taglio in dir. Z locale nodo iniziale (0=sbloccato, 1=bloccato)
 Mxi = Momento intorno all'asse X locale nodo iniziale (0=sbloccato, 1=bloccato)
 Myi = Momento intorno all'asse Y locale nodo iniziale (0=sbloccato, 1=bloccato)
 Mzi = Momento intorno all'asse Z locale nodo iniziale (0=sbloccato, 1=bloccato)
 Nf = Sforzo normale nodo finale (0=sbloccato, 1=bloccato)
 Tyf = Taglio in dir. Y locale nodo finale (0=sbloccato, 1=bloccato)
 Tzf = Taglio in dir. Z locale nodo finale (0=sbloccato, 1=bloccato)
 Mxf = Momento intorno all'asse X locale nodo finale (0=sbloccato, 1=bloccato)
 Myf = Momento intorno all'asse Y locale nodo finale (0=sbloccato, 1=bloccato)
 Mzf = Momento intorno all'asse Z locale nodo finale (0=sbloccato, 1=bloccato)
 Kt = Coeff. di sottofondo su suolo elastico alla Winkler

Va	Comm.	Tipo	Ni	Tyi	Tzi	Mxi	Myi	Mzi	Nf	Tyf	Tzf	Mxf	Myf	Mzf	Kt
1	Inc+Inc	SVI	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	<kg/cm>

Elenco aste

Simbologia

Asta = Numero dell'asta
 N1 = Nodo iniziale
 N2 = Nodo finale
 Sez. = Numero della sezione
 Va = Numero del vincolo asta
 Par. = Numero dei parametri aggiuntivi
 Rot. = Rotazione
 FF = Filo fisso
 Dy1 = Scost. filo fisso Y1
 Dy2 = Scost. filo fisso Y2
 Dz1 = Scost. filo fisso Z1
 Dz2 = Scost. filo fisso Z2
 Kt = Coeff. di sottofondo su suolo elastico alla Winkler

Asta	N1	N2	Sez.	Va	Par.	Rot.	FF	Dy1	Dy2	Dz1	Dz2	Kt
201	1	2	1	1		<grad>		<cm>	<cm>	<cm>	<cm>	<kg/cm>
						0.00	11	0.00	0.00	0.00	0.00	

Carichi

Condizioni di carico elementari

Simbologia

CCE = Numero della condizione di carico elementare
 Comm. = Commento
 Mx = Moltiplicatore della massa in dir. X
 My = Moltiplicatore della massa in dir. Y
 Mz = Moltiplicatore della massa in dir. Z
 Jpx = Moltiplicatore del momento d'inerzia intorno all'asse X
 Jpy = Moltiplicatore del momento d'inerzia intorno all'asse Y
 Jpz = Moltiplicatore del momento d'inerzia intorno all'asse Z
 Tipo CCE = Tipo di CCE per calcolo agli stati limite
 Sicurezza = Contributo alla sicurezza
 F = a favore
 S = a sfavore
 A = ambigua
 Variabilità = Tipo di variabilità
 B = di base
 I = indipendente
 A = ambigua

CCE	Com	Mx	My	Mz	Jpx	Jpy	Jpz	Tipo CCE	Sicurezza	Variabilità
1	peso	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1 D.M. 08 Permanenti strutturali	S	--
2	qps	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1 D.M. 08 Permanenti strutturali	S	--
3	qpn	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	2 D.M. 08 Permanenti non strutturali	S	--
4	qa	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	4 D.M. 08 Variabili Categoria B Uffici	S	B

Elenco carichi aste

Condizione di carico n. 1: peso

Carichi distribuiti

Simbologia

- Asta = Numero dell'asta
- N1 = Nodo iniziale
- N2 = Nodo finale
- S = Numero del solaio di provenienza
- T = Tipo di carico
 - QA = Carico accidentale da solaio
 - QPS = Carico permanente strutturale da solaio
 - QPN = Carico permanente non strutturale da solaio
 - PP = Peso proprio
 - M = Manuale
- DC = Direzione del carico
 - XG,YG,ZG = secondo gli assi Globali
 - XL,YL,ZL = secondo gli assi Locali
- Xi = Distanza iniziale
- Qi = Carico iniziale
- Xf = Distanza finale
- Qf = Carico finale

Asta	N1	N2	S	T	DC	Xi	Qi	Xf	Qf
						<m>	<kg/m>	<m>	<kg/m>
201	1	2	--	PP	ZG	0.00	170.00	4.90	170.00

Elenco carichi aste

Condizione di carico n. 2: qps

Carichi distribuiti

Asta	N1	N2	S	T	DC	Xi	Qi	Xf	Qf
						<m>	<kg/m>	<m>	<kg/m>
201	1	2	--	M	ZG	0.00	365.00	4.90	365.00

Elenco carichi aste

Condizione di carico n. 3: qpn

Carichi distribuiti

Asta	N1	N2	S	T	DC	Xi	Qi	Xf	Qf
						<m>	<kg/m>	<m>	<kg/m>
201	1	2	--	M	ZG	0.00	260.00	4.90	260.00

Elenco carichi aste

Condizione di carico n. 4: qa

Carichi distribuiti

Asta	N1	N2	S	T	DC	Xi	Qi	Xf	Qf
						<m>	<kg/m>	<m>	<kg/m>
201	1	2	--	M	ZG	0.00	390.00	4.90	390.00

Risultati del calcolo

Parametri di calcolo

La modellazione della struttura e la rielaborazione dei risultati del calcolo sono stati effettuati con: ModeSt ver. 7.23, prodotto da Tecnisoft s.a.s. - Prato

La struttura è stata calcolata utilizzando come solutore agli elementi finiti: Xfinest ver. 8.2, prodotto da Ce.A.S. S.r.l. - Milano

Tipo di normativa: stati limite D.M. 08

Tipo di calcolo: calcolo statico

Schematizzazione piani rigidi: nessun impalcato rigido

Modalità di recupero masse secondarie: mantenere sul nodo masse e forze relative

Generazione combinazioni

- Lineari: si
- Valuta spostamenti e non sollecitazioni: no
- Buckling: no

Opzioni di calcolo

- Sono state considerate infinitamente rigide le zone di connessione fra travi, pilastri ed elementi bidimensionali con una riduzione del 20%
- Calcolo con offset rigidi dai nodi: no
- Uniformare i carichi variabili: no
- Massimizzare i carichi variabili: no
- Minimo carico da considerare: 0.00 <kg/m>
- Recupero carichi zone rigide: taglio e momento flettente

Opzioni del solutore

- Tipo di elemento bidimensionale: ISOSHELL
- Trascura deformabilità a taglio delle aste: No
- Analisi dinamica con metodo di Lanczos: Sì
- Check sequenza di Sturm: Sì
- Soluzione matrice con metodo ver. 5.1: No
- Analisi non lineare con Newton modificato: No
- Usa formulazione secante per Buckling: No
- Trascura Buckling torsionale: No

Dati struttura

- Tipo di opera: Opera ordinaria
- Vita nominale V_N : 50.00
- Classe d'uso: classe III
- Forze orizzontali convenzionali per stati limite non sismici: no

Condizioni di carico elementari

Simbologia

- CCE = Numero della condizione di carico elementare
- Comm. = Commento
- Mx = Moltiplicatore della massa in dir. X
- My = Moltiplicatore della massa in dir. Y

- Mz = Moltiplicatore della massa in dir. Z
 Jpx = Moltiplicatore del momento d'inerzia intorno all'asse X
 Jpy = Moltiplicatore del momento d'inerzia intorno all'asse Y
 Jpz = Moltiplicatore del momento d'inerzia intorno all'asse Z
 Tipo CCE = Tipo di CCE per calcolo agli stati limite
 Sicurezza = Contributo alla sicurezza
 F = a favore
 S = a sfavore
 A = ambigua
 Variabilità = Tipo di variabilità
 B = di base
 I = indipendente
 A = ambigua

Condizioni di carico elementari

CCE	Comm.	Mx	My	Mz	Jpx	Jpy	Jpz	Tipo CCE	Sicurezza	Variabilità
1	peso	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1	S	--
2	qps	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1	S	--
3	qpn	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	2	S	--
4	qa	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	4	S	B

Elenco tipi cce definiti

Simbologia

Tipo = Tipo condizione di carico elementare
CCE

Comm. = Commento

Tipo = Tipologia

G = Permanente

Q = Variabile

I = Da ignorare

A = Azione eccezionale

P = Precompressione

Durata = Durata del carico

N = Non definita

P = Permanente

L = Lunga

M = Media

B = Breve

I = Istantanea

$\gamma_{min.}$ = Coeff. $\gamma_{min.}$

γ_{max} = Coeff. γ_{max}

ψ_0 = Coeff. ψ_0

ψ_1 = Coeff. ψ_1

ψ_2 = Coeff. ψ_2

$\psi_{0,s}$ = Coeff. ψ_0 sismico (D.M. 96)

Tipo CCE	Comm.	Tip	Durat	$\gamma_{min.}$	γ_{max}	ψ_0	ψ_1	ψ_2	$\psi_{0,s}$
		o	a						
1	D.M. 08 Permanenti strutturali	G	N	1.00	1.30				
2	D.M. 08 Permanenti non strutturali	G	N	0.00	1.50				
3	D.M. 08 Variabili Categoria A Ambienti ad uso residenziale	Q	N	0.00	1.50	0.70	0.50	0.30	0.00
4	D.M. 08 Variabili Categoria B Uffici	Q	N	0.00	1.50	0.70	0.50	0.30	0.00
5	D.M. 08 Variabili Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	Q	N	0.00	1.50	0.70	0.70	0.60	0.00
6	D.M. 08 Variabili Categoria D Ambienti ad uso commerciale	Q	N	0.00	1.50	0.70	0.70	0.60	0.00
7	D.M. 08 Variabili Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	Q	N	0.00	1.50	1.00	0.90	0.80	0.00
8	D.M. 08 Variabili Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	Q	N	0.00	1.50	0.70	0.70	0.60	0.00

9	D.M. 08 Variabili Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	Q	N	0.00	1.50	0.70	0.50	0.30	0.00
10	D.M. 08 Variabili Vento	Q	N	0.00	1.50	0.60	0.20	0.00	0.00
11	D.M. 08 Variabili Neve (a quota <= 1000 m s.l.m.)	Q	N	0.00	1.50	0.50	0.20	0.00	0.00
12	D.M. 08 Variabili Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	Q	N	0.00	1.50	0.70	0.50	0.20	0.00
13	D.M. 08 Variabili Variazioni termiche	Q	N	0.00	1.50	0.60	0.50	0.00	0.00
14	D.M. 96 Permanenti	G	N	1.00	1.40				
15	D.M. 96 Variabili Abitazioni	Q	P	0.00	1.50	0.70	0.50	0.20	0.70
16	D.M. 96 Variabili Uffici, negozi, scuole, ecc.	Q	N	0.00	1.50	0.70	0.60	0.30	0.70
17	D.M. 96 Variabili Autorimesse	Q	N	0.00	1.50	0.70	0.70	0.60	0.70
18	D.M. 96 Variabili Vento	Q	N	0.00	1.50	0.70	0.20	0.00	0.00

Ambienti di carico

Simbologia

N Numero

Comm. Commento

1 peso

2 qps

3 qpn

4 qa

F azioni orizzontali convenzionali

SLU Stato limite ultimo

SLR Stato limite per combinazioni rare

SLF Stato limite per combinazioni frequenti

SLQ Stato limite per combinazioni quasi permanenti o di danno

N	Comm.	1	2	3	4	SLU	SLR	SLF	SLQ
1	Calcolo statico	si	si	si	si	si	si	si	si

Elenco combinazioni di carico simboliche

Simbologia

CC = Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari

Comm. = Commento

TCC = Tipo di combinazione di carico

SLU = Stato limite ultimo

SLU S = Stato limite ultimo (azione sismica)

SLE R = Stato limite d'esercizio, combinazione rara

SLE F = Stato limite d'esercizio, combinazione frequente

SLE Q = Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente

SLD = Stato limite di danno

SLV = Stato limite di salvaguardia della vita

SLC = Stato limite di prevenzione del collasso

SLO = Stato limite di operatività

CC	Comm.	TCC	1	2	3	4
1	Amb. 1 (SLU)	SLU	γ_{max}	γ_{max}	γ_{max}	γ_{max}
2	Amb. 1 (SLE R)	SLE R	1	1	1	1
3	Amb. 1 (SLE F)	SLE F	1	1	1	ψ_1
4	Amb. 1 (SLE Q)	SLE Q	1	1	1	ψ_2

Combinazioni delle cce

Simbologia

CC = Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari

Comm. = Commento

TCC = Tipo di combinazione di carico

SLU = Stato limite ultimo

SLU S = Stato limite ultimo (azione sismica)
 SLE R = Stato limite d'esercizio, combinazione rara
 SLE F = Stato limite d'esercizio, combinazione frequente
 SLE Q = Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente
 SLD = Stato limite di danno
 SLV = Stato limite di salvaguardia della vita
 SLC = Stato limite di prevenzione del collasso
 SLO = Stato limite di operatività

An. = Tipo di analisi
 L = Lineare
 NL = Non lineare
 Bk = Buckling
 S = Si
 N = No

CC	Comm.	TCC	An.	Bk	1	2	3	4
1	CC 1 - Amb. 1 (SLU)	SLU	L	N	1.30	1.30	1.50	1.50
2	CC 2 - Amb. 1 (SLE R)	SLE R	L	N	1.00	1.00	1.00	1.00
3	CC 3 - Amb. 1 (SLE F)	SLE F	L	N	1.00	1.00	1.00	0.50
4	CC 4 - Amb. 1 (SLE Q)	SLE Q	L	N	1.00	1.00	1.00	0.30

Spostamenti dei nodi allo stato limite ultimo

Simbologia

Nodo = Numero del nodo
 Sx = Spostamento in dir. X
 CC = Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari
 Sy = Spostamento in dir. Y
 Sz = Spostamento in dir. Z
 Rx = Rotazione intorno all'asse X
 Ry = Rotazione intorno all'asse Y
 Rz = Rotazione intorno all'asse Z

Nodo		Sx	CC	Sy	CC	Sz	CC	Rx	CC	Ry	CC	Rz	CC
		<cm>		<cm>		<cm>		<rad>		<rad>		<rad>	
1	Max	0.00	1	0.00	1	0.00	1	-0.01	4	0.00	1	0.00	1
1	Min.	0.00	1	0.00	1	0.00	1	-0.02	1	0.00	1	0.00	1
2	Max	0.00	1	0.00	1	0.00	1	0.02	1	0.00	1	0.00	1
2	Min.	0.00	1	0.00	1	0.00	1	0.01	4	0.00	1	0.00	1

Reazioni vincolari

Simbologia

Nodo = Numero del nodo
 Rx = Reazione vincolare (forza) in dir. X
 CC = Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari
 Ry = Reazione vincolare (forza) in dir. Y
 Rz = Reazione vincolare (forza) in dir. Z
 Mx = Reazione vincolare (momento) intorno all'asse X
 My = Reazione vincolare (momento) intorno all'asse Y
 Mz = Reazione vincolare (momento) intorno all'asse Z

Nodo		Rx	CC	Ry	CC	Rz	CC	Mx	CC	My	CC	Mz	CC
		<kg>		<kg>		<kg>		<kgm>		<kgm>		<kgm>	
1	Max	0.00	1	0.00	1	4092.72	1	0.00	4	0.00	1	0.00	1
1	Min.	0.00	1	0.00	1	2234.40	4	0.00	1	0.00	1	0.00	1
2	Max	0.00	1	0.00	1	4092.72	1	0.00	1	0.00	1	0.00	1
2	Min.	0.00	1	0.00	1	2234.40	4	0.00	4	0.00	1	0.00	1

Sollecitazioni aste

Simbologia

Asta = Numero dell'asta
 N1 = Nodo1
 N2 = Nodo2
 X = Coordinata progressiva rispetto al nodo iniziale
 N = Sforzo normale
 CC = Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari
 Ty = Taglio in dir. Y
 Mz = Momento flettente intorno all'asse Z
 Tz = Taglio in dir. Z
 My = Momento flettente intorno all'asse Y
 Mx = Momento torcente intorno all'asse X

Asta	N1	N2	X <cm>	N <kg>	CC	Ty <kg>	CC	Mz <kgm>	CC	Tz <kg>	CC	My <kgm>	CC	Mx <kgm>	CC
201	1	2 Max	0.00	0.00	1	0.00	1	0.00	1	4092.72	1	0.00	1	0.00	1
201	1	2 Max	245.00									5013.59	1		
201	1	2 Max	490.00	0.00	1	0.00	1	0.00	1	-2234.40	4	0.01	1	0.00	1
201	1	2 Min.	0.00	0.00	1	0.00	1	0.00	1	2234.40	4	0.00	4	0.00	1
201	1	2 Min.	245.00									2737.14	4		
201	1	2 Min.	490.00	0.00	1	0.00	1	0.00	1	-4092.72	1	0.00	4	0.00	1

Verifiche e armature travi

Simbologia

Caso = Caso di verifica
 Xg = Coordinata progressiva (dal primo nodo) in cui viene effettuato il progetto/verifica
 CC = Combinazione delle condizioni di carico elementari
 c = momento fittizio in campata
 a = momento fittizio agli appoggi
 TG = taglio da gerarchia delle resistenze
 T = momento traslato per taglio
 e = eccentricità aggiuntiva in caso di compressione o pressoflessione
 TCC = Tipo di combinazione di carico
 SLU = Stato limite ultimo
 SLU S = Stato limite ultimo (azione sismica)
 SLE R = Stato limite d'esercizio, combinazione rara
 SLE F = Stato limite d'esercizio, combinazione frequente
 SLE Q = Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente
 SLD = Stato limite di danno
 SLV = Stato limite di salvaguardia della vita
 SLC = Stato limite di prevenzione del collasso
 SLO = Stato limite di operatività
 El = Elemento (asta) in cui viene effettuato il progetto/verifica (progressivo sul numero di aste)
 Sez. = Numero della sezione
 Crit. = Numero del criterio di progetto
 X = Coordinata progressiva rispetto al nodo iniziale
 AfT S = Area di ferro teorica totale strettamente necessaria nel punto di verifica, superiore
 AfT I = Area di ferro teorica totale strettamente necessaria nel punto di verifica, inferiore
 AfE S = Area di ferro effettiva totale presente nel punto di verifica, superiore
 AfE I = Area di ferro effettiva totale presente nel punto di verifica, inferiore
 My = Momento flettente intorno all'asse Y
 AfTP S = Area di ferro teorica parziale strettamente necessaria nella CC considerata, per la sollecitazione indicata, superiore
 AfTP I = Area di ferro teorica parziale strettamente necessaria nella CC considerata, per la sollecitazione indicata, inferiore
 AfEP S = Area di ferro effettiva parziale presente nella CC considerata, per la sollecitazione indicata, superiore
 AfEP I = Area di ferro effettiva parziale presente nella CC considerata, per la sollecitazione indicata, inferiore
 Myu = Momento ultimo intorno all'asse Y
 x/d = Rapporto x/d a rottura
 ϵ_Y = Deformazione nell'acciaio (*1000)
 ϵ_C = Deformazione nel calcestruzzo (*1000)
 TS = Modalità di calcolo sicurezza
 N/e = N costante ed eccentricità costante

My/e = My costante ed eccentricità costante
 My/N = My e N costante
 Mz/e = Mz costante ed eccentricità costante
 Mz/N = Mz e N costante

- Sic. = Sicurezza a rottura
 σ_f sup = Tensione nel ferro - superiore
 σ_f inf = Tensione nel ferro - inferiore
 σ_c = Tensione nel calcestruzzo
 Tz = Taglio in dir. Z
 X0 = Coordinata progressiva (dal nodo iniziale) dell'inizio del tratto di progettazione
 X1 = Coordinata progressiva (dal nodo iniziale) della fine del tratto di progettazione
 Lung. = Lunghezza del tratto di progettazione
 AfT St. = Area di ferro teorica della staffatura (d'anima per travi a T o L)
 Staff. = Staffatura adottata
 AfE St. = Area di ferro effettiva della staffatura (d'anima per travi a T o L)
 bw = Larghezza membratura resistente al taglio
 Vsdu = Taglio agente nella direzione del momento ultimo
 ctg θ = Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
 VRsd = Taglio ultimo lato armatura
 VRcd = Taglio ultimo lato calcestruzzo
 c = Ricoprimento dell'armatura
 s = Distanza minima tra le barre
 K3 = Coefficiente di forma del diagramma delle tensioni prima della fessurazione
 S_{rm} = Distanza media tra le fessure
 Φ = Diametro della barra
 A_s = Area complessiva dei ferri nell'area di calcestruzzo efficace
 A_{c eff} = Area di calcestruzzo efficace
 σ_s = Tensione nell'acciaio nella sezione fessurata
 σ_{sr} = Tensione nell'acciaio corrispondente al raggiungimento della resistenza a trazione nel calcestruzzo
 ϵ_{sm} = Deformazione unitaria media dell'armatura (*1000)
 Wk = Apertura delle fessure

Travata n. 201 Nodi: 1 2

Stato Limite Ultimo - Ferri longitudinali - Verifiche armatura esistente

Xg	CC	TCC	EI	X	AfT S	AfT I	AfE S	AfE I	AfTP S	AfTP I	AfEP S	AfEP I	My	Myu	x/d	ϵ_y	ϵ_c	TS	Sic.
<m>				<cm>	<cmq>	<cmq>	<cmq>	<cmq>	<cmq>	<cmq>	<cmq>	<cmq>	<kgm>	<kgm>					
0.03 1	SLU		1	3.40	0.00	1.93	13.45	13.45	0.00	0.90	13.45	6.27	152.01	2839.68	0.27	9.31	-3.50	Mz/e	18.682
2.45 1	SLU		1	245.00	2.59	13.95	13.45	13.45	2.59	13.95	13.45	13.45	5514.95	5644.22	0.36	6.26	-3.50	Mz/e	1.023
4.87 1	SLU		1	486.60	0.00	1.93	13.45	13.45	0.00	0.90	13.45	6.27	152.01	2839.68	0.27	9.31	-3.50	Mz/e	18.681

Stato Limite Ultimo - Ferri longitudinali - Verifiche armatura esistente a Taglio

Xg	CC	TCC	EI	X	AfT I	AfE I	Tz	AfTP I	AfEP I	σ_f inf
<m>				<cm>	<cmq>	<cmq>	<kg>	<cmq>	<cmq>	<kg/cmq>
0.03 1		SLU		3.40	1.93	13.45	4035.93	1.03	7.18	562.47
2.45 1		SLU		245.00	13.95	13.45	0.00	0.00	0.00	3913.04
4.87 1		SLU		486.60	1.93	13.45	-4035.93	1.03	7.18	562.47

Stato Limite Esercizio - Ferri longitudinali - Verifiche armatura esistente

Xg	CC	TCC	EI	X	AfT S	AfT I	AfE S	AfE I	My	AfTP S	AfTP I	AfEP S	AfEP I	σ_f sup	σ_f inf	σ_c
<m>				<cm>	<cmq>	<cmq>	<cmq>	<cmq>	<kgm>	<cmq>	<cmq>	<cmq>	<cmq>	<kg/cmq>	<kg/cmq>	<kg/cmq>
0.03 2	SLE R		1	3.40	0.00	0.90	13.45	13.45	107.83	0.00	0.90	13.45	6.27	-27.10	154.30	6.04
0.03 4	SLE Q		1	3.40	0.01	0.90	13.45	13.45	82.99	0.01	0.90	13.45	6.27			4.65
2.45 2	SLE R		1	245.00	12.09	12.09	13.45	13.45	3912.13	12.09	12.09	13.45	13.45	-1124.25	2696.81	164.11
2.45 4	SLE Q		1	245.00	12.66	12.66	13.45	13.45	3010.85	12.66	12.66	13.45	13.45			126.30
4.87 2	SLE R		1	486.60	0.00	0.90	13.45	13.45	107.83	0.00	0.90	13.45	6.27	-27.10	154.31	6.04
4.87 4	SLE Q		1	486.60	0.01	0.90	13.45	13.45	82.99	0.01	0.90	13.45	6.27			4.65

Verifiche stato limite di formazione delle fessure

Caso	Xg	CC	TCC	EI	Sez.	Crit.	X	My	c	s	K3	S _{rm}	Φ	A _s	A _{c eff}	σ_s	σ_{sr}	ϵ_{sm}	Wk
	<m>						<cm>	<kgm>	<mm>	<mm>		<mm>		<cmq>	<cmq>	<kg/cmq>	<kg/cmq>		<mm>
3	0.03 4	SLE Q		1	1	2	3.40	82.99	25.00	82.50	0.13	114.69	20.00	13.45	647.98	118.75	628.82	0.02	0.00
4	0.03 3	SLE F		1	1	2	3.40	90.08	25.00	82.50	0.13	114.69	20.00	13.45	647.98	128.91	628.82	0.03	0.00
7	2.45 4	SLE Q		1	1	2	245.00	3010.85	25.00	82.50	0.13	114.69	20.00	13.45	647.98	2075.52	754.85	0.94	0.18
8	2.45 3	SLE F		1	1	2	245.00	3268.36	25.00	82.50	0.13	114.69	20.00	13.45	647.98	2253.03	754.85	1.03	0.20
11	4.87 4	SLE Q		1	1	2	486.60	82.99	25.00	82.50	0.13	114.69	20.00	13.45	647.98	118.76	628.82	0.02	0.00
12	4.87 3	SLE F		1	1	2	486.60	90.09	25.00	82.50	0.13	114.69	20.00	13.45	647.98	128.91	628.82	0.03	0.00

Staffe - Verifiche armatura esistente

CC	X0	X1	Lung.	AfT St.	Staff.	AfE St.	bw	Vsdu	ctgθ	VRsd	VRcd
	<m>	<m>	<m>	<cmq/m>		<cmq/m>	<m>	<kg>		<kg>	<kg>
1	0.00	0.14	0.14	3.44	ø8/10 2 br.	10.05	0.40	4092.72	2.50	11949.00	13793.70
1	0.14	4.76	4.63	3.25	ø8/10 2 br.	10.05	0.40	3867.21	2.50	11949.00	13793.70
1	4.76	4.90	0.14	3.44	ø8/10 2 br.	10.05	0.40	4092.72	2.50	11949.00	13793.70

Verifica semplificata vano tecnico posto al piano primo

Il vano tecnico posto in corrispondenza del solaio di piano primo e parzialmente in falso su quest'ultimo risulta avere forma in pianta rettangolare di dimensioni massime pari a circa 4,40 x 3,05 m. La struttura è concepita in mattoni di laterizio intonacati al civile mentre la copertura è costituita da un impalcato in latero - cemento.

Il manufatto risulta soddisfare tutte le prescrizioni relative al dimensionamento semplificato richiamate ai paragrafi 4.5.6.4 e 7.8.1.9 oltre alle condizioni di regolarità in pianta ed in elevazione.

Dal momento che l'intervento non ricade in zona sismica 1 non risulta obbligatorio effettuare alcuna analisi e/o verifica sismica.

Verifica elementi in acciaio a sostegno del vano tecnico

In corrispondenza del vano tecnico presente al livello del lastrico solare di piano primo il progetto prevede la posa in opera di elementi metallici di consolidamento. Si tratta di una trave tipo HEA 160 calzata all'intradosso di solaio di piano primo in corrispondenza della muratura del vano tecnico sulla quale risulta impostato il solaio del vano stesso, questa trova quindi appoggio da un lato sulla muratura portante a due teste esistente e dall'altro su un nuovo ritto ancora del tipo HEA 160 fondato su un plinto in c.c.a. 50 x 50 cm avente altezza pari a 40 cm.

Le altre murature poste a definizione del vano tecnico risultano poste in corrispondenza di maschi murari di piano terra o, non portando il solaio di copertura del vano tecnico, classificabili come semplici tamponature.

Per quanto concerne il carico agente sulla longarina di consolidamento è stata effettuata l'analisi di seguito riportata:

- peso muratura: $3,00 \text{ m} \times 2.000 \text{ kg/mc} \times 0,25 \text{ m} = 1.500 \text{ kg/m}$ (permanente strutturale)
- peso solaio: $250 \text{ kg/mq} \times 2,57 \text{ m} / 2 = 260 \text{ kg/m}$ (permanente strutturale)
- pacchetto solaio: $50 \text{ kg/mq} \times 2,57 \text{ m} / 2 = 65 \text{ kg/m}$ (permanente non strutturale)
- carico neve: $100 \text{ kg/mq} \times 2,57 \text{ m} / 2 = 130 \text{ kg/m}$ (accidentale)

Si riportano nel seguito le verifiche sia degli elementi in acciaio che del plinto in c.c.a.

Carichi

Condizioni di carico elementari

Simbologia

CCE	= Numero della condizione di carico elementare
Comm.	= Commento
Mx	= Moltiplicatore della massa in dir. X
My	= Moltiplicatore della massa in dir. Y
Mz	= Moltiplicatore della massa in dir. Z
Jpx	= Moltiplicatore del momento d'inerzia intorno all'asse X
Jpy	= Moltiplicatore del momento d'inerzia intorno all'asse Y
Jpz	= Moltiplicatore del momento d'inerzia intorno all'asse Z
Tipo CCE	= Tipo di CCE per calcolo agli stati limite
Sicurezza	= Contributo alla sicurezza
	F = a favore
	S = a sfavore
	A = ambigua
Variabilità	= Tipo di variabilità
	B = di base
	I = indipendente
	A = ambigua

C CE	Comm.	Mx	My	Mz	Jpx	Jpy	Jpz	Tipo CCE	Sicurezza	Variabilità
1	peso	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1 D.M. 08 Permanenti strutturali	S	--
2	peso muratura	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1 D.M. 08 Permanenti strutturali	S	--
3	qps solaio	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1 D.M. 08 Permanenti strutturali	S	--
4	qpn solaio	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	2 D.M. 08 Permanenti non strutturali	S	--
5	qa solaio	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	11 D.M. 08 Variabili Neve (a quota <= 1000 m s.l.m.)	S	B

Elenco carichi aste

Condizione di carico n. 1: peso

Carichi distribuiti

Simbologia

Asta	= Numero dell'asta
N1	= Nodo iniziale
N2	= Nodo finale
S	= Numero del solaio di provenienza
T	= Tipo di carico
	QA = Carico accidentale da solaio
	QPS = Carico permanente strutturale da solaio
	QPN = Carico permanente non strutturale da solaio
	PP = Peso proprio
	M = Manuale
DC	= Direzione del carico
	XG,YG,ZG = secondo gli assi Globali
	XL,YL,ZL = secondo gli assi Locali
Xi	= Distanza iniziale
Qi	= Carico iniziale
Xf	= Distanza finale
Qf	= Carico finale

Asta	N1	N2	S	T	DC	Xi <m>	Qi <kg/m>	Xf <m>	Qf <kg/m>	Asta	N1	N2	S	T	DC	Xi <m>	Qi <kg/m>	Xf <m>	Qf <kg/m>
1	1	101	--	PP	ZG	0.00	30.44	3.50	30.44	101	101	102	--	PP	ZG	0.00	30.44	4.30	30.44

Elenco carichi aste

Condizione di carico n. 2: peso muratura

Carichi distribuiti

Asta	N1	N2	S	T	DC	Xi	Qi	Xf	Qf
						<m>	<kg/m>	<m>	<kg/m>
101	101	102	--	M	ZG	0.00	1500.00	4.30	1500.00

Elenco carichi aste

Condizione di carico n. 3: qps solaio

Carichi distribuiti

Asta	N1	N2	S	T	DC	Xi	Qi	Xf	Qf
						<m>	<kg/m>	<m>	<kg/m>
101	101	102	--	M	ZG	0.00	260.00	4.30	260.00

Elenco carichi aste

Condizione di carico n. 4: qpn solaio

Carichi distribuiti

Asta	N1	N2	S	T	DC	Xi	Qi	Xf	Qf
						<m>	<kg/m>	<m>	<kg/m>
101	101	102	--	M	ZG	0.00	65.00	4.30	65.00

Elenco carichi aste

Condizione di carico n. 5: qa solaio

Carichi distribuiti

Asta	N1	N2	S	T	DC	Xi	Qi	Xf	Qf
						<m>	<kg/m>	<m>	<kg/m>
101	101	102	--	M	ZG	0.00	130.00	4.30	130.00

Elenco carichi elementi bidimensionali

Condizione di carico n. 1: peso

Carichi uniformi**Simbologia**

Bid. = Numero del muro/elemento bidimensionale

N1 = Nodo1

N2 = Nodo2

N3 = Nodo3

N4 = Nodo4

T = Tipo di carico

PP = Peso proprio

M = Manuale

DC = Direzione del carico

G = secondo gli assi Globali

L = secondo gli assi Locali

Qx = Carico in dir. X

Qy = Carico in dir. Y

Qz = Carico in dir. Z

Bid.	N1	N2	N3	N4	T	D	Qx	Qy	Qz	Bid.	N1	N2	N3	N4	T	DC	Qx	Qy	Qz
						C	<kg/mq>	<kg/mq>	<kg/mq>								<kg/mq>	<kg/mq>	<kg/mq>
301	-1	-2	1	-4	PP	G	0.00	0.00	1000.00	301	-4	1	-7	-6	PP	G	0.00	0.00	1000.00
301	-2	-3	-5	1	PP	G	0.00	0.00	1000.00	301	1	-5	-8	-7	PP	G	0.00	0.00	1000.00

Risultati del calcolo**Tensioni sul terreno****Simbologia**

Nod = Numero del nodo

o

 σ_1 = Tensione sul terreno

CC = Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari

Nodo	σ_t <kg/c mq>	CC	Nodo	σ_t <kg/cmq >	CC	Nodo	σ_t <kg/c mq>	CC	Nodo	σ_t <kg/cmq >	C	Nodo	σ_t <kg/cmq >	C
-8 Max	4.48	7	-8 Min.	0.37	7	-7 Max	3.72	7	-7 Min.	-0.22	7	-6 Max	3.20	7
-6 Min.	-1.05	7	-5 Max	3.41	13	-5 Min.	2.00	3	-4 Max	1.73	3	-4 Min.	0.42	3
-3 Max	4.48	7	-3 Min.	0.37	7	-2 Max	3.72	7	-2 Min.	-0.22	7	-1 Max	3.20	7
-1 Min.	-1.05	7	1 Max	2.46	13	1 Min.	1.64	3						

Verifiche e armature solette/platee

Simbologia

Nodo = Numero del nodo

X = Coordinata X del nodo

Y = Coordinata Y del nodo

DV = Direzione di verifica

XX = Verifica per momento Mxx

YY = Verifica per momento Myy

CC = Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari

TCC = Tipo di combinazione di carico

SLU = Stato limite ultimo

SLU S = Stato limite ultimo (azione sismica)

SLE R = Stato limite d'esercizio, combinazione rara

SLE F = Stato limite d'esercizio, combinazione frequente

SLE Q = Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente

SLD = Stato limite di danno

SLV = Stato limite di salvaguardia della vita

SLC = Stato limite di prevenzione del collasso

SLO = Stato limite di operatività

c = Ricoprimento dell'armatura

s = Distanza minima tra le barre

K3 = Coefficiente di forma del diagramma delle tensioni prima della fessurazione

s_{rm} = Distanza media tra le fessure

Φ = Diametro della barra

A_s = Area complessiva dei ferri nell'area di calcestruzzo efficace

$A_{c\text{eff}}$ = Area di calcestruzzo efficace

σ_s = Tensione nell'acciaio nella sezione fessurata

σ_{sr} = Tensione nell'acciaio corrispondente al raggiungimento della resistenza a trazione nel calcestruzzo

ϵ_{sm} = Deformazione unitaria media dell'armatura (*1000)

Wk = Apertura delle fessure

AfE S = Area di ferro effettiva totale presente nel punto di verifica, superiore

AfE I = Area di ferro effettiva totale presente nel punto di verifica, inferiore

Mom = Momento flettente

Mu = Momento ultimo

Sic. = Sicurezza a rottura

σ_c = Tensione nel calcestruzzo

σ_f = Tensione nel ferro

Armatura platea a quota 0.00

Stato Limite Ultimo - Ferri longitudinali - Verifiche armatura esistente

Nodo	X <m>	Y <m>	DV	CC	TCC	AfE S <cmq>	AfE I <cmq>	Mom <kgm>	Mu <kgm>	Sic.
-3	12.34	0.56	XX	1	SLV	13.40	13.40	419.04	18418.50	43.954
-3	12.34	0.56	XX	1	SLV	13.40	13.40	302.73	18418.50	60.842
-3	12.34	0.56	XX	4	SLV	13.40	13.40	383.34	18418.50	48.048
-3	12.34	0.56	XX	4	SLV	13.40	13.40	338.43	18418.50	54.423
-3	12.34	0.56	XX	7	SLV	13.40	13.40	432.48	18418.50	42.588
-3	12.34	0.56	XX	7	SLV	13.40	13.40	289.29	18418.50	63.669
-3	12.34	0.56	XX	10	SLV	13.40	13.40	408.30	18418.50	45.111
-3	12.34	0.56	XX	10	SLV	13.40	13.40	313.47	18418.50	58.757

-3	12.34	0.56	XX	13	SLU	13.40	13.40	462.62	18418.50	39.814
-6	11.84	1.06	YY	1	SLV	13.40	13.40	374.38	18418.50	49.198
-6	11.84	1.06	YY	1	SLV	13.40	13.40	234.63	18418.50	78.500
-6	11.84	1.06	YY	4	SLV	13.40	13.40	241.39	18418.50	76.301
-6	11.84	1.06	YY	4	SLV	13.40	13.40	367.61	18418.50	50.103
-6	11.84	1.06	YY	7	SLV	13.40	13.40	527.16	18418.50	34.939
-6	11.84	1.06	YY	7	SLV	13.40	13.40	81.85	18418.50	225.035
-6	11.84	1.06	YY	10	SLV	13.40	13.40	525.13	18418.50	35.074
-6	11.84	1.06	YY	10	SLV	13.40	13.40	83.88	18418.50	219.592
-6	11.84	1.06	YY	13	SLU	13.40	13.40	390.18	18418.50	47.205

Stato Limite Esercizio - Ferri longitudinali - Verifiche armatura esistente

Nodo	X	Y	DV	CC	TCC	AfE S	AfE I	Mom	σ_c	σ_f
	<m>	<m>				<cmq>	<cmq>	<kgm>	<kg/cmq>	<kg/cmq>
-3	12.34	0.56	XX	14	SLE R	13.40	13.40	350.65	1.72	77.11
-3	12.34	0.56	XX	16	SLE Q	13.40	13.40	328.07	1.61	
-1	11.84	0.56	YY	14	SLE R	13.40	13.40	295.77	1.45	65.04
-1	11.84	0.56	YY	16	SLE Q	13.40	13.40	276.82	1.36	

Verifiche stato limite di formazione delle fessure

Nodo	X	Y	DV	CC	TCC	c	s	K3	s_{rm}	Φ	A_s	$A_{c\text{eff}}$	σ_s	σ_{sr}	ϵ_{sm}	Wk
	<m>	<m>				<mm>	<mm>		<mm>		<cmq>	<cmq>	<kg/cmq>	<kg/cmq>		<m>
						>					>		>	>		>
-3	12.34	0.56	XX	16	SLE Q	22.00	150.00	0.16	171.20	16.00	14.07	1323.61	72.14	2090.36	0.01	0.00
-3	12.34	0.56	XX	15	SLE F	22.00	150.00	0.16	171.20	16.00	14.07	1323.61	73.14	2090.36	0.01	0.00
-1	11.84	0.56	YY	16	SLE Q	22.00	150.00	0.16	171.20	16.00	14.07	1323.61	60.87	2090.36	0.01	0.00
-1	11.84	0.56	YY	15	SLE F	22.00	150.00	0.16	171.20	16.00	14.07	1323.61	61.71	2090.36	0.01	0.00

Verifiche aste in acciaio

Simbologia

Sez.	=Numero della sezione
Cod.	=Codice
Tipo	=Tipologia
2C	= Doppia C lato labbri
2Cdx	= Doppia C lato costola
2I	= Doppia I
2L	= Doppia L lato labbri
2Ldx	= Doppia L lato costole
C	= C
Cdx	= C destra
Cir.	= Circolare
Cir.c	= Circolare cava
I	= I
L	= L
Ldx	= L destra
Om.	= Omega
Pg	= Pi greco
Pr	= Poligono regolare
Prc	= Poligono regolare cavo
Pc	= Per coordinate
Ia	= Inerzie assegnate
R	= Rettangolare
Rc	= Rettangolare cava
T	= T
U	= U
Ur	= U rovescia
V	= V
Vr	= V rovescia
Z	= Z
Zdx	= Z destra

		Ts = T stondata
		Ls = L stondata
		Cs = C stondata
		Is = I stondata
		Dis. = Disegnata
D	<cm>	=Distanza
Area	<cmq>	=Area
Anet	<cmq>	=Area netta per compressione
Aeff	<cmq>	=Area effettiva per trazione
Jy	<cm4>	=Momento d'inerzia rispetto all'asse Y
Jz	<cm4>	=Momento d'inerzia rispetto all'asse Z
Iy	<cm>	=Raggio giratorio d'inerzia rispetto all'asse Y
Iz	<cm>	=Raggio giratorio d'inerzia rispetto all'asse Z
Wymin	<cmc>	=Modulo di resistenza minimo rispetto all'asse Y
Wzmin	<cmc>	=Modulo di resistenza minimo rispetto all'asse Z
Wy,plas	<cmc>	=Modulo di resistenza plastico intorno all'asse y
Wz,plas	<cmc>	=Modulo di resistenza plastico intorno all'asse z
Atag,y	<cmq>	=Area resistente a taglio in direz y
Atag,z	<cmq>	=Area resistente a taglio in direz y
Jω	<cm6>	=Costante di ingobbamento
CC		=Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari
N,Ed	<kg>	=Forza assiale di calcolo
My,Ed	<kgm>	=Momento flettente di calcolo intorno all'asse Y
Mz,Ed	<kgm>	=Momento flettente di calcolo intorno all'asse Z
Nc,Rd	<kg>	=Resistenza a compressione
My,c,Rd	<kgm>	=Resistenza di calcolo a flessione intorno all'asse Y
Mz,c,Rd	<kgm>	=Resistenza di calcolo a flessione intorno all'asse Z
Linfl		=lunghezza libera d'inflessione
αmy, αmz, αLT		=Coefficienti correttivi per il momento flettente
L _{cr}	<m>	=Lunghezza di libera inflessione laterale fra ritegni torsionali
α-imp		=Coefficiente di imperfezione
k _c		=Coeff. di correzione momento flettente per stabiiltà laterale membrature inflesse
ψ		=Coeff. di correzione momento critico per stabilità laterale membrature inflesse
M _{cr}	<kgm>	=Momento critico per instabilità flesso torsionale
λ _{LT}		=Coefficiente di imperfezione per stabilità laterale membrature inflesse
λ _{LT,0}		=Coefficiente di imperfezione di confronto per stabilità laterale membrature inflesse
β _{LT}		=Coefficiente per calcolo Φ _{LT}
Φ _{LT}		=Coefficiente Φ per stabilità laterale membrature inflesse
f		=Fattore di modifica per il coefficiente di riduzione
χ _{LT}		=Coefficiente di riduzione per stabilità laterale membrature inflesse
λ _y		=Snellezza per inflessione intorno all'asse y(c)
N _{cr,y}	<kg>	=Sforzo normale critico euleriano per inflessione intorno all'asse y(c)
λ _y [*]		=Snellezza adimensionale per inflessione intorno all'asse y(c)
Curva		=Curva di instabilità adottata
Φ _y		=Coefficiente Φ per inflessione intorno all'asse y(c)
χ _y		=Coefficiente χ di riduzione per instabilità intorno all'asse y(c)
λ _z		=Snellezza per inflessione intorno all'asse z(e)
N _{cr,z}	<kg>	=Sforzo normale critico euleriano per inflessione intorno all'asse z(e)
λ _z [*]		=Snellezza adimensionale per inflessione intorno all'asse z(e)

Φ_z		=Coefficiente Φ per inflessione intorno all'asse z(e)
χ_z		=Coefficiente χ di riduzione per instabilità intorno all'asse z(e)
Kyy, Kyz, Kzy,		=Coefficienti di interazione
Kzz		
XI	<m>	=Coordinata progressiva (dal nodo iniziale dell'asta) in cui viene effettuato il progetto/verifica
N	<kg>	=Sforzo normale
Tz	<kg>	=Taglio in dir. Z
My	<kgm>	=Momento flettente intorno all'asse Y
Ty	<kg>	=Taglio in dir. Y
Mx	<kgm>	=Momento torcente intorno all'asse X
MNy,c,Rd	<kgm>	=Resistenza di calcolo a pressoflessione intorno all'asse Y
Mz	<kgm>	=Momento flettente intorno all'asse Z
Vc,Ed	<kg>	=Forza di taglio di calcolo
Vc,Rd,Red	<kg>	=Resistenza a taglio ridotta
My,b,Rd	<kgm>	=Resistenza di calcolo a flessione ridotta per stabilità laterale membrature inflesse
V,Ed,G	<kg>	=Forza di taglio per azioni non sismiche
V,Ed,M	<kg>	=Forza di taglio dovuta all'applicazione di momenti plastici
Vc,Rd	<kg>	=Resistenza a taglio
f _{z,L}	<cm>	=Freccia in direzione Z locale

Caratteristiche profilati utilizzati

Sez.	Cod.	Tipo	D <cm>	Area <cmq>	Anet <cmq>	Aeff <cmq>	Jy <cm4>	Jz <cm4>	Iy <cm>	Iz <cm>	Wymin <cmc>	Wzmin <cmc>
1	trave HEA160	Is	--	38.77	38.77	38.77	1673.02	615.58	6.57	3.98	220.13	76.95
2	pilastro HEA160	Is	--	38.77	38.77	38.77	1673.02	615.58	6.57	3.98	220.13	76.95

Caratteristiche profilati utilizzati

Sez.	Cod.	Wy,plas <cmc>	Wz,plas <cmc>	Atag,y <cmq>	Atag,z <cmq>	J ω <cm6>
1	trave HEA160	246.26	117.79	32.53	11.86	31409.70
2	pialstro HEA160	246.26	117.79	32.53	11.86	31409.70

Asta n. 1 (1 101) pialstro HEA160 Crit. 1

- Verifica di stabilità aste presso-inflesse (C4.2.4.1.3.3.2) - CC 1 - Classe 1
 Sollecitazioni: N,Ed=-4410.70 My,Ed=1354.42 Mz,Ed=120.90
 Resistenze: Nc,Rd=101547.00 My,c,Rd=6449.56 Mz,c,Rd=3084.87 Linfl=350.00
 $\alpha_{my}, \alpha_{mz}, \alpha_{LT} = 0.95, 0.95, 0.95$
 $L_{cr}=3.50$ Curva b: $\alpha_{imp}=0.34 k_c=0.94 \psi=1.57 M_{cr}=31250.00 \lambda_{LT}=0.47$
 $\lambda_{LT,0}=0.40 \beta_{LT}=0.75 \Phi_{LT}=0.59 \beta_{LT}=0.75 f=0.98 \chi_{LT}=1.00$
 $\lambda_y=53.28 N_{cr,y}=283064.00 \lambda_y^*=0.61$ Curva b: $\Phi_y=0.76 \chi_y=0.83$
 $\lambda_z=87.84 N_{cr,z}=104151.00 \lambda_z^*=1.01$ Curva c: $\Phi_z=1.21 \chi_z=0.53$
 $K_{yy}, K_{yz}, K_{zy}, K_{zz} = 0.97, 0.64, 0.58, 1.06$
 Verifica YY: $0.05 + 0.20 + 0.02 = 0.28$
 Verifica ZZ: $0.08 + 0.12 + 0.04 = 0.25$

- Verifica a pressoflessione retta - CC 1 XI=3.50 - Classe 1
 Sollecitazioni: N=-3739.38 T_z=-377.96 M_y=1354.42 T_y=34.54 M_x=2.55
 My,Ed=1354.42 My,c,Rd=6449.56
 My,Ed=-3739.38 Nc,Rd=101547.00 n= N,Ed/Nc,Rd = 0.04
 MNy,c,Rd=6449.56 My,Ed/MNy,c,Rd = 0.21

- Verifica a taglio e torsione dir. Y (4.2.25) - CC 1 XI=0.00
 Sollecitazioni: N=-3845.91 T_z=-377.96 M_y=31.55 T_y=-34.54 M_z=120.90 M_x=2.55
 Vc,Ed=-34.54 Vc,Rd,Red=48917.40 Vc,Ed/Vc,Rd,Red=0.00

- Verifica a taglio e torsione dir. Z (4.2.25)
 $V_{c,Ed}=377.96$ $V_{c,Rd,Red}=17837.10$ $V_{c,Ed}/V_{c,Rd,Red}=0.02$

Asta n. 101 (101 102) trave HEA160 Crit. 1

- Verifica di stabilità aste inflesse (4.2.4.1.3.2) CC 13 - Classe 1

$L_{cr}=4.30$ Curva b: $\alpha_{imp}=0.34$ $k_c=0.94$ $\psi=1.75$ $M_{cr}=26525.50$ $\lambda_{LT}=0.51$
 $\lambda_{LT,0}=0.40$ $\beta_{LT}=0.75$ $\Phi_{LT}=0.61$ $\beta_{LT}=0.75$ $f=0.98$ $\chi_{LT}=0.98$
CC 13 $M_{y,Ed}=-5957.01$ $M_{y,b,Rd}=6335.78$ $M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd}=0.94$

- Verifica di stabilità aste presso-inflesse (C4.2.4.1.3.3.2) - CC 1 - Classe 1

Sollecitazioni: $N_{Ed}=-187.76$ $M_{y,Ed}=-4842.27$ $M_{z,Ed}=2.50$
Resistenze: $N_{c,Rd}=101547.00$ $M_{y,c,Rd}=6449.56$ $M_{z,c,Rd}=3084.87$ $L_{infl}=430.00$
 α_{my} , α_{mz} , $\alpha_{LT} = 0.95, 0.95, 0.95$
 $L_{cr}=4.30$ Curva b: $\alpha_{imp}=0.34$ $k_c=0.94$ $\psi=1.75$ $M_{cr}=26525.70$ $\lambda_{LT}=0.51$
 $\lambda_{LT,0}=0.40$ $\beta_{LT}=0.75$ $\Phi_{LT}=0.61$ $\beta_{LT}=0.75$ $f=0.98$ $\chi_{LT}=0.98$
 $\lambda_y=65.46$ $N_{cr,y}=187536.00$ $\lambda_y^*=0.75$ Curva b: $\Phi_y=0.88$ $\chi_y=0.75$
 $\lambda_z=107.92$ $N_{cr,z}=69002.20$ $\lambda_z^*=1.24$ Curva c: $\Phi_z=1.53$ $\chi_z=0.41$
 K_{yy} , K_{yz} , K_{zy} , $K_{zz} = 0.95, 0.57, 0.57, 0.96$
Verifica YY: $0.00 + 0.73 + 0.00 = 0.73$
Verifica ZZ: $0.00 + 0.44 + 0.00 = 0.44$

- Verifica Freccia massima per soli carichi accidentali - CC 14
 $f_{z,L}=0.16$ (L/2616)

- Verifica Freccia massima carichi totali - CC 14
 $f_{z,L}=2.47$ (L/171)

- Verifica a flessione (4.2.13) - CC 13 $X_l=2.17$ - Classe 1
Sollecitazioni: $M_y=-5957.01$
 $M_{y,Ed}=-5957.01$ $M_{y,c,Rd}=6449.56$ $M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd}=0.92$

- Verifica a taglio dir. Z (4.2.17) - CC 1 $X_l=0.08$
Sollecitazioni: $N=187.76$ $T_z=6880.56$ $M_y=-1353.00$ $M_z=2.50$
 $V_{c,Ed}=6880.56$ ($V_{Ed,G}=3880.76$, $V_{Ed,M}=2999.80$) $V_{c,Rd}=17938.00$ $V_{c,Ed}/V_{c,Rd}=0.38$

Nel seguito si procede alla verifica del nodo di fondazione e del collegamento trave colonna secondo le massime sollecitazioni ricavabili dal calcolo.

➤ Piastra di fondazione

$$M_{y \max} = 1.392 \text{ kg m}$$

$$N_{\min} = 3.730 \text{ kg}$$

Si realizza una fondazione con piastra avente sezione quadrata 30 x 30 cm e spessore pari a 15 mm, tirafondata al plinto per mezzo di 3+3 barre $\phi 16$.

Risolviendo la sezione equivalente in cemento armato si determinano i seguenti valori:

$$\text{Posizione asse neutro} = y = 11,8 \text{ cm}$$

$$\sigma_c = 35 \text{ kg/cmq}$$

$$\sigma_{\text{tirafondo}} = 713 \text{ kg/cmq}$$

$$L_{\min. \text{ ancoraggio}} = 15,8 \text{ cm}$$

Sebbene la lunghezza di ancoraggio sia stata calcolata senza considerare il maggiore valore di aderenza fornito dalla resina epossidica si prescrive un ancoraggio almeno pari a:

$$L_{\text{ancoraggio}} = 20 \text{ cm}$$

➤ Nodo trave colonna

$$M_{y \text{ max}} = 251 \text{ kg m}$$

$$N_{\text{min}} = 3.840 \text{ kg}$$

Considerando una bullonatura costituita da 2+2 M 12 classe 8.8 posta in posizione baricentrica rispetto all'intersezione degli assi dei due elementi, si determina una forza di trazione – compressione sul singolo bullone dovuto alla coppia pari a:

$$F = M_y/4r = 910 \text{ kg}$$

Con:

$$r = \text{distanza del singolo bullone dal baricentro della bullonatura} = 6,9 \text{ cm}$$

$$\sigma_{M_y} = F/A_{\text{res}} = 910/0,84 = 1.082 \text{ kg/cm}^2$$

Le tensioni di compressione vengono, invece, uniformemente ripartite tra i quattro bulloni determinando una tensione di compressione massima sul singolo bullone pari a:

$$\sigma_N = 1.143 \text{ kg/cm}^2$$

La tensione totale risulta pertanto:

$$\sigma_{\text{bullone}} = \sigma_{M_y} + \sigma_N = 2.225 \text{ kg/cm}^2 < 5.600 \text{ kg/cm}^2$$

Tale valore risulta ampiamente al di sotto dei valori limite per un bullone classe 8.8

Verifica trave di fondazione esistente

Nel seguito si verifica la trave di fondazione a T rovescia esistente e posta alla base delle murature ad una testa; per esigenze di verifica globale del corpo spogliatoi, infatti, si configura la necessità di realizzare una controparte ammorsata all'esistente ed impostata sull'ala della fondazione esistente. Si procede pertanto con la verifica dell'elemento.

Carichi

Condizioni di carico elementari

Simbologia

CCE	= Numero della condizione di carico elementare
Comm.	= Commento
Mx	= Moltiplicatore della massa in dir. X
My	= Moltiplicatore della massa in dir. Y
Mz	= Moltiplicatore della massa in dir. Z
Jpx	= Moltiplicatore del momento d'inerzia intorno all'asse X
Jpy	= Moltiplicatore del momento d'inerzia intorno all'asse Y
Jpz	= Moltiplicatore del momento d'inerzia intorno all'asse Z

Tipo CCE = Tipo di CCE per calcolo agli stati limite

Sicurezza = Contributo alla sicurezza

F = a favore

S = a sfavore

A = ambigua

Variabilità = Tipo di variabilità

B = di base

I = indipendente

A = ambigua

CCE	Comm.	Mx	My	Mz	Jpx	Jpy	Jpz	Tipo CCE	Sicurezza	Variabilità
1	peso	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1 D.M. 08 Permanenti strutturali	S	--
2	carico muro 1 testa	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1 D.M. 08 Permanenti strutturali	S	--

Elenco carichi aste

Condizione di carico n. 1: peso

Carichi distribuiti

Simbologia

Asta = Numero dell'asta

N1 = Nodo iniziale

N2 = Nodo finale

S = Numero del solaio di provenienza

T = Tipo di carico

QA = Carico accidentale da solaio

QPS = Carico permanente strutturale da solaio

QPN = Carico permanente non strutturale da solaio

PP = Peso proprio

M = Manuale

DC = Direzione del carico

XG,YG,ZG = secondo gli assi Globali

XL,YL,ZL = secondo gli assi Locali

Xi = Distanza iniziale

Qi = Carico iniziale

Xf = Distanza finale

Qf = Carico finale

Asta	N1	N2	S	T	DC	Xi	Qi	Xf	Qf
						<m>	<kg/m>	<m>	<kg/m>
201	1	2	--	PP	ZG	0.00	1250.00	0.25	1250.00

Elenco carichi aste

Condizione di carico n. 2: carico muro 1 testa

Carichi distribuiti

Asta	N1	N2	S	T	DC	Xi	Qi	Xf	Qf
						<m>	<kg/m>	<m>	<kg/m>
201	1	2	--	M	ZG	0.00	1400.00	0.25	1400.00

Risultati del calcolo

Tensioni sul terreno

Simbologia

Nodo = Numero del nodo

σ_t = Tensione sul terreno

CC = Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari

Nodo	σ_t	CC
	<kg/cm ² >	
1 Max	0.00	1
1 Min.	0.00	1
2 Max	0.00	1

Verifiche e armature travi**Simbologia**

Caso = Caso di verifica

X_g = Coordinata progressiva (dal primo nodo) in cui viene effettuato il progetto/verifica

CC = Combinazione delle condizioni di carico elementari

c = momento fittizio in campata

a = momento fittizio agli appoggi

TG = taglio da gerarchia delle resistenze

T = momento traslato per taglio

e = eccentricità aggiuntiva in caso di compressione o pressoflessione

TCC = Tipo di combinazione di carico

SLU = Stato limite ultimo

SLU S = Stato limite ultimo (azione sismica)

SLE R = Stato limite d'esercizio, combinazione rara

SLE F = Stato limite d'esercizio, combinazione frequente

SLE Q = Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente

SLD = Stato limite di danno

SLV = Stato limite di salvaguardia della vita

SLC = Stato limite di prevenzione del collasso

SLO = Stato limite di operatività

El = Elemento (asta) in cui viene effettuato il progetto/verifica (progressivo sul numero di aste)

Sez. = Numero della sezione

Crit. = Numero del criterio di progetto

X = Coordinata progressiva rispetto al nodo iniziale

AfT S = Area di ferro teorica totale strettamente necessaria nel punto di verifica, superiore

AfT I = Area di ferro teorica totale strettamente necessaria nel punto di verifica, inferiore

AfE S = Area di ferro effettiva totale presente nel punto di verifica, superiore

AfE I = Area di ferro effettiva totale presente nel punto di verifica, inferiore

M_y = Momento flettente intorno all'asse Y

AfTP S = Area di ferro teorica parziale strettamente necessaria nella CC considerata, per la sollecitazione indicata, superiore

AfTP I = Area di ferro teorica parziale strettamente necessaria nella CC considerata, per la sollecitazione indicata, inferiore

AfEP S = Area di ferro effettiva parziale presente nella CC considerata, per la sollecitazione indicata, superiore

AfEP I = Area di ferro effettiva parziale presente nella CC considerata, per la sollecitazione indicata, inferiore

M_{y_u} = Momento ultimo intorno all'asse Y

x/d = Rapporto x/d a rottura

ϵ_y = Deformazione nell'acciaio (*1000)

ϵ_c = Deformazione nel calcestruzzo (*1000)

TS = Modalità di calcolo sicurezza

N/e = N costante ed eccentricità costante

M_y/e = M_y costante ed eccentricità costante

M_y/N = M_y e N costante

M_z/e = M_z costante ed eccentricità costante

M_z/N = M_z e N costante

Sic. = Sicurezza a rottura

σ_f sup = Tensione nel ferro - superiore

σ_f inf = Tensione nel ferro - inferiore

σ_c = Tensione nel calcestruzzo

T_z = Taglio in dir. Z

X_0 = Coordinata progressiva (dal nodo iniziale) dell'inizio del tratto di progettazione

X_1 = Coordinata progressiva (dal nodo iniziale) della fine del tratto di progettazione

Lung. = Lunghezza del tratto di progettazione

AfT = Area di ferro teorica della staffatura (d'anima per travi a T o L)

St.

Staff. = Staffatura adottata

AfE = Area di ferro effettiva della staffatura (d'anima per travi a T o L)

St.
 bw =Larghezza membratura resistente al taglio
 Vsdu =Taglio agente nella direzione del momento ultimo
 ctgθ =Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
 VRsd =Taglio ultimo lato armatura
 VRcd =Taglio ultimo lato calcestruzzo
 c =Ricoprimento dell'armatura
 s =Distanza minima tra le barre
 K3 =Coefficiente di forma del diagramma delle tensioni prima della fessurazione
 s_{rm} =Distanza media tra le fessure
 Φ =Diametro della barra
 A_s =Area complessiva dei ferri nell'area di calcestruzzo efficace
 A_{c eff} =Area di calcestruzzo efficace
 σ_s =Tensione nell'acciaio nella sezione fessurata
 σ_{sr} =Tensione nell'acciaio corrispondente al raggiungimento della resistenza a trazione nel calcestruzzo
 ε_{sm} =Deformazione unitaria media dell'armatura (*1000)
 Wk =Apertura delle fessure

Travata n. 201 Nodi: 1 2

Stato Limite Ultimo - Ferri longitudinali - Verifiche armatura esistente

Xg	CC	TCC	EI	X	AfT S	AfT I	AfE S	AfE I	AfTP S	AfTP I	AfEP S	AfEP I	My	Myu	x/d	ε _y	ε _c	TS	Sic.
<m>				<cm>	<cmq>	<cmq>	<cmq>	<cmq>	<cmq>	<cmq>	<cmq>	<cmq>	<kgm>	<kgm>					
0.03	1	SLU	1	3.40	0.24	0.00	1.41	1.41	0.05	0.00	0.29	1.41	-88.40	-613.00	0.02	20.00	-0.50	Mz/e	6.937

Stato Limite Ultimo - Ferri longitudinali - Verifiche armatura esistente a Taglio

Xg	CC	TCC	EI	X	AfT S	AfE S	Tz	AfTP S	AfEP S	σ _{f sup}
<m>				<cm>	<cmq>	<cmq>	<kg>	<cmq>	<cmq>	<kg/cmq>
0.03	1	SLU	1	3.40	0.24	1.41	744.11	0.19	1.13	660.83

Stato Limite Esercizio - Ferri longitudinali - Verifiche armatura esistente

Xg	CC	TCC	EI	X	AfT S	AfT I	AfE S	AfE I	My	AfTP S	AfTP I	AfEP S	AfEP I	σ _{f sup}	σ _{f inf}	σ _c
<m>				<cm>	<cmq>	<cmq>	<cmq>	<cmq>	<kgm>	<cmq>	<cmq>	<cmq>	<cmq>	<kg/cmq>	<kg/cmq>	<kg/cmq>
0.03	2	SLE R	1	3.40	0.04	0.00	1.41	1.41	-68.00	0.04	0.00	0.29	1.41	511.24	16.08	1.61
0.03	4	SLE Q	1	3.40	0.00	0.00	1.41	1.41	-68.00	0.00	0.00	0.29	1.41			1.61

Verifiche stato limite di formazione delle fessure

Caso	Xg	CC	TCC	EI	Sez.	Crit.	X	My	c	s	K3	s _{rm}	Φ	A _s	A _{c eff}	σ _s	σ _{sr}	ε _{sm}	Wk
	<m>						<cm>	<kgm>	<mm>	<mm>		<mm>		<cmq>	<cmq>	<kg/cmq>	<kg/cmq>		<m>
3	0.03	4	SLE	1	3	1	3.40	-68.00	32.00	84.00	0.21	171.32	6.00	0.28	50.38	511.24	22863.20	0.10	0.03
4	0.03	3	SLE	1	3	1	3.40	-68.00	32.00	84.00	0.21	171.32	6.00	0.28	50.38	511.24	22863.20	0.10	0.03

Staffe - Verifiche armatura esistente

C	X0	X1	Lung.	AfT St.	Staff.	AfE St.	bw	Vsdu	ctgθ	VRsd	VRcd
C	<m>	<m>	<m>	<cmq/m>		<cmq/m>	<m>	<kg>		<kg>	<kg>
1	0.00	0.25	0.25	0.21	ø8/12 4 br.	16.76	1.00	861.24	2.50	68596.00	118779.00

Per quanto concerne le verifiche sul terreno appare opportuno considerare l'incremento del valore delle tensioni di contatto dovuto all'eccentricità che il carico agente assume con la realizzazione della controparte impostata sulla ciabatta di fondazione della trave.

Tale situazione si viene a determinare in corrispondenza dei maschi murari longitudinali posti a definizione del corridoio centrale, dal momento che le altre murature risultano in zone dove le lavorazioni prevedono la realizzazione ex novo di fondazioni in c.c.a. per i nuovi pilastri del blocco palestra.

Dall'analisi del tabulato relativo alla modellazione e verifica del corpo di fabbrica destinato a spogliatoi, si ricava che la tensione massima agente sul terreno risulta pari a 0,29 kg/cmq.

Analizzando inoltre il massimo carico al piede in corrispondenza dei citati maschi murari si determina un carico verticale massimo pari a:

$$F = 6.235 \text{ kg}$$

Appare evidente che il modello strutturale non tiene conto dell'eccentricità del carico e conseguentemente dell'incremento del valore delle tensioni di contatto dovuto a tale asimmetria.

Ipotizzando, ad evidente vantaggio di sicurezza, l'intero carico agente sull'ala della trave e conferendo pertanto alla forza F un'eccentricità pari a $e = 13,5 \text{ cm}$, si ottiene una coppia aggiuntiva agente in fondazione pari a:

$$M = F \times e = 842 \text{ kg m}$$

Applicando tale coppia alla trave di fondazione è possibile determinare un incremento di carico pari a:

$$\sigma_{t, M} = 0,15 \text{ kg/cmq}$$

Ne consegue che le massime tensioni di contatto applicate in corrispondenza dei maschi murari posti a definizione del corridoio centrale risultano pari a:

$$\sigma_{t, TOT} = 0,15 + 0,29 = 0,38 \text{ kg/cmq}$$

del tutto compatibile con le caratteristiche meccaniche dei terreni presenti.

Il tecnico

