

COMUNE DI VICENZA



PARCO DELLA PACE PROGETTO DEFINITIVO - ESECUTIVO

RSS.3 STRUTTURE SPAZIO POLIFUNZIONALE PER L'ARTE RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

GIUGNO 2017

Rev.00 26.06.2017 EMISSIONE
Rev.01 10.08.2017 VALIDAZIONE

redatto	ITS-CS
verificato	ITS-GM
approvato	PAN-GS

ATI - registrata a Milano l'11-12-2015 n°44454 serie IT • Capogruppo : PAN ASSOCIATI srl



PAN ASSOCIATI srl • c.f./p.IVA 13352030152
Milano: via don Carlo Porro 6 Cap. 20128 • tel. 022578982 • fax 022579836 • studio@panassociati.it
progettisti: dott. for. Benedetto Selleri, arch. Gaetano Selleri



ITS SRL • c.f./p.IVA 02146140260
Pieve di Soligo (TV): via Corte delle Caneve n. 11
Cap. 31053 • tel. 043882082 • fax 0438980622
info@its-engineering.com
progettisti: ing. Giustino Moro



FRANCO ZAGARI • p.IVA 07044480585
Roma: via Giuseppe Andreoli n. 2 Cap. 00195
tel. 0668801702 • fax 0668808073
info@francozagari.it
progettisti: arch. Franco Zagari



ESTUDI MARTI FRANCH ARQUITECTURA DEL
PAISATGE SL • c.f./p.IVA ESB55218754
Girona (Spagna): C/Joaquim Vayreda, 63 13-Cap.17001
tel. +34 972214846 • fax +34 972214846 • emf@emf.cat
progettisti: dott. Martí Franch

GINO LUCCHETTA • p.IVA 02005760265
Pieve di Soligo (TV): via Rivette n. 9/2 Cap. 31053
tel. 0438842312 • fax 0438842312
ginolucchetta@libero.it
progettisti: dott. Gino Lucchetta

consulenti



ASPROSTUDIO
Contrà S.Ambrogio 19 , 36100 (Vicenza)
tel: +390444545786 • info@asprostudio.it
responsabile del servizio:
Claudio Bertorelli, arch. Francesco Dal Toso

Victor Tenez,
Riccardo Gini,
Miriam Garcia,
Massimo Venturi Ferriolo.

Indice:

1. PREMESSA	4
1.1. IL FABBRICATO ESISTENTE.....	4
1.2. INTERVENTI PREVISTI	6
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	7
3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO-GEOTECNICO.....	7
3.1. CAPACITÀ PORTANTE DEL TERRENO PER FONDAZIONI SUPERFICIALI.	8
3.2. CAPACITÀ PORTANTE DEL TERRENO PER FONDAZIONI PROFONDE	8
4. DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE ESISTENTI.....	10
4.1. SISTEMA STRUTTURALE	10
4.2. LIVELLO DI CONOSCENZA E FATTORE DI CONFIDENZA.....	13
4.2.1. LIVELLI DI CONOSCENZA	13
4.2.2. FATTORI DI CONFIDENZA.....	15
4.2.3. VALORI DELLE CARATTERISTICHE MECCANICHE IMPIEGATE NELLE ANALISI.....	15
5. ANALISI DEI CARICHI	17
5.1. CARICO DA NEVE.....	17
5.2. AZIONE DEL VENTO	17
5.2.1. SOLAIO DI COPERTURA	19
5.2.1. CONGLOMERATO CEMENTIZIO ARMATO.	19
5.2.2. ACCIAIO DA CARPENTERIA.	19
5.3. VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO.	20
5.3.1. PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE.	20
5.3.2. DETERMINAZIONE DEL PERIODO DI RIFERIMENTO.....	20
5.4. CATEGORIA DEL SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE.	20
5.4.1. CATEGORIA DEL SOTTOSUOLO.....	20
5.4.2. CONDIZIONI TOPOGRAFICHE.	20
5.4.3. METODO DI ANALISI SISMICA.	21
5.5. AZIONE SISMICA DI PROGETTO.	21

5.5.1.	SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO.	21
5.5.2.	SPETTRO DI RISPOSTA DI PROGETTO.....	21
6.	RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICA	23
6.1.	DESCRIZIONE DEI SOFTWARE IMPIEGATI	23
6.1.1.	SISMICAD 12.8.....	23
6.2.	ANALISI DINAMICA MODALE	25
6.2.1.	MODI DI VIBRARE E RISPOSTA MODALE.....	25
6.2.2.	EQUILIBRIO FORZE	26
6.2.3.	SPOSTAMENTI DI INTERPIANO ESTREMI	28
6.3.	VERIFICA DELLA STRUTTURA DI COPERTURA.....	32
6.3.1.	VERIFICA DEI TEGOLI A TT.....	32
6.3.2.	VERIFICA DELLA TRAVE DI COPERTURA	33
6.3.3.	VERIFICA DEI COLLEGAMENTI TEGOLO-TEGOLO.....	35
6.3.4.	VERIFICA DEI COLLEGAMENTI TEGOLO-TRAVE	37
6.3.5.	VERIFICA DEI COLLEGAMENTI TRAVE-PILASTRO	39
6.4.	VERIFICA DEI NUOVI ELEMENTI IN C.A. E ACCIAIO	41
6.4.1.	VERIFICA DEI SETTI IN C.A.	41
6.4.2.	VERIFICA DEL CONTROVENTO IN ACCIAIO	45
6.4.3.	VERIFICA DELLE ARCHITRAVI	46
6.5.	VERIFICA DELLE FONDAZIONI.....	49
6.5.1.	VERIFICA DEL PLINTO	49
6.5.2.	VERIFICA DEI PALI DI FONDAZIONE	51
6.6.	VERIFICA AL FUOCO DELLE STRUTTURE	53
6.7.	VALUTAZIONI DI VULNERABILITA'	53
6.7.1.	PRE INTERVENTO.....	53
6.7.2.	POST-INTERVENTO	55

1. PREMESSA

La presente relazione ha come oggetto il dimensionamento e la verifica delle opere strutturali inerenti il miglioramento sismico del fabbricato Hangar Aerotaxi sito all'interno del "Parco della Pace", ex Aeroporto Dal Molin nel Comune di Vicenza.

Il progetto prevede la realizzazione di una infrastruttura pubblica a prevalente vocazione ricreativa e ambientale ed un nuovo museo dell'aria.



Figura 1: Foto aerea del fabbricato oggetto dell'intervento

La destinazione d'uso dei locali sarà di spazio espositivo.

1.1. IL FABBRICATO ESISTENTE

Il fabbricato è un edificio ad un piano con struttura prefabbricata, a pianta pressochè quadrata e copertura piana. La struttura portante è costituita da pilastri in cemento armato prefabbricati di sezione 50x50 cm fondati su plinti a bicchiere, disposti su due lati opposti ad un interasse di circa 8.00 m. In sommità ai pilastri, di altezza circa 6 m, sono appoggiate travi prefabbricate pretese a T con schema statico di appoggio-appoggio tra i pilastri. Le travi fungono da appoggio per i tegoli a doppio T prefabbricati e pretesi, con luce pari a 23.90 m.

In direzione parallela ai tegoli di copertura è presente, da un lato, un grosso portone, e dall'altro i pannelli di tamponamento in c.a. con le opportune finestrature. I pannelli di tamponamento appaiono ben ammassati ai pilastri e risultano poggiati su opportune travi porta-muro in fondazione, mentre tutti gli altri elementi sono semplicemente appoggiati a quelli che li sostengono.



Figura 2: Immagine dell'interno del fabbricato con struttura portante e portone d'accesso

All'interno del corpo di fabbrica è presente una struttura di dimensioni in pianta 7.00x3.05 m a due piani in struttura leggera e non facente parte del sistema strutturale resistente dell'Hangar. La pavimentazione è di tipo industriale in cls.

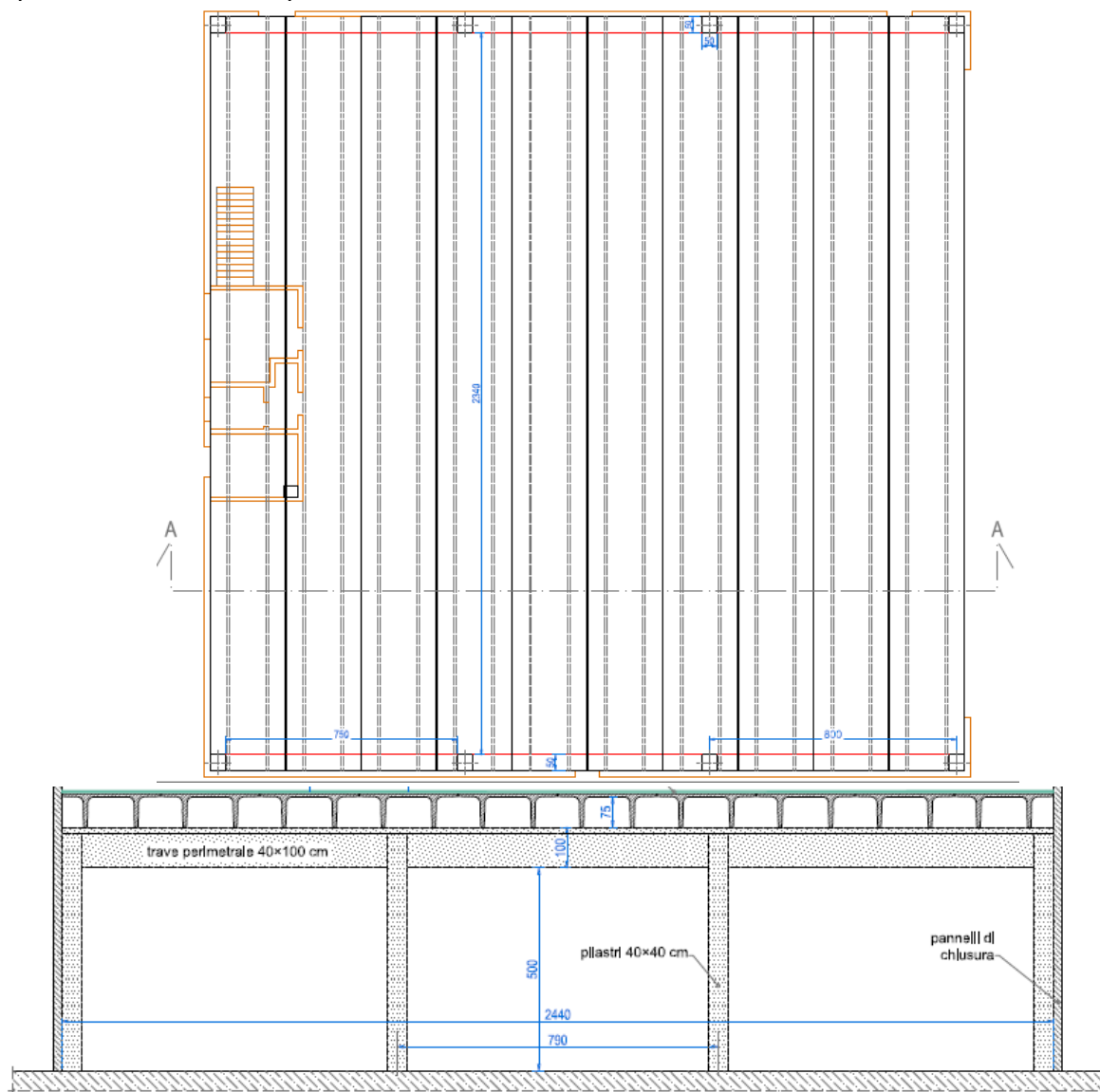


Figura 3: Estratto delle piante e sezioni di rilievo dell'esistente

1.2. INTERVENTI PREVISTI

Il progetto prevede di mantenere le sagome e strutture esistenti, fondamentalmente mantenendo inalterata la struttura resistente. Viene unicamente eliminato il corpo a due piani esistente, che risulta comunque svincolato dalla struttura portante, che verrà sostituito con un blocco servizi ad un piano disposto in posizione più baricentrica.

Vengono modificate le destinazioni d'uso del fabbricato, diventando una zona espositiva, ma mantenendo pressochè invariati i carichi di peso proprio e accidentali.

Per tale motivo, ai sensi del § 8.4. delle NTC 2008, è sufficiente procedere con un miglioramento sismico del fabbricato.

Dal punto di vista strutturale, per conseguire tale miglioramento sono previsti i seguenti interventi:

- collegamento tegolo-tegolo all'estradosso della copertura con elementi metallici;
- collegamento tegoli-travi con opportune staffe in acciaio;
- connessione trave-pilastro, attualmente semplicemente appoggiata, per evitare l'eventuale carenza di appoggio in caso di evento dinamico;
- realizzazione di un controvento in acciaio per garantire una opportuna resistenza sismica in direzione parallela ai telai portanti, costituita da una croce di Sant'Andrea opportunamente vincolata mediante staffaggi metallici al nodo trave-pilastro ed al nodo pilastro-plinto;
- realizzazione di nuovi sistemi di controvento in direzione parallela all'orditura dei tegoli a doppio "T" in copertura, costituita da 4 setti in c.a. di dimensione in pianta 25x170 cm ed altezza pari a quella del fabbricato
- realizzazione di opportune fondazioni per i setti di nuova realizzazione;

Verranno inoltre realizzate delle nuove aperture e allargate alcune porte esistenti, pertanto sono stati previsti opportuni architravi e montanti da inserire per sostenere i pannelli di tamponamento esistenti.

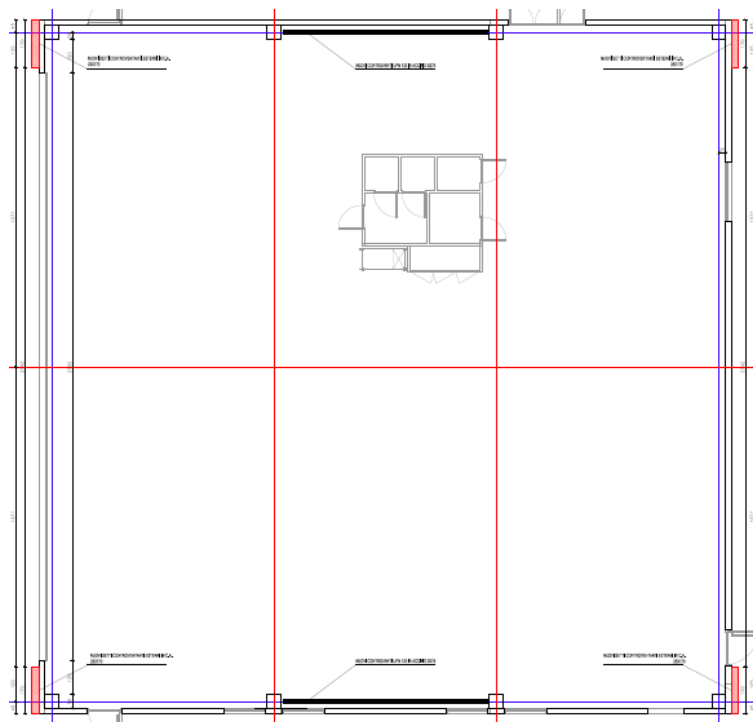


Figura 4: Estratto delle tavole strutturali con nuovi setti in c.a.

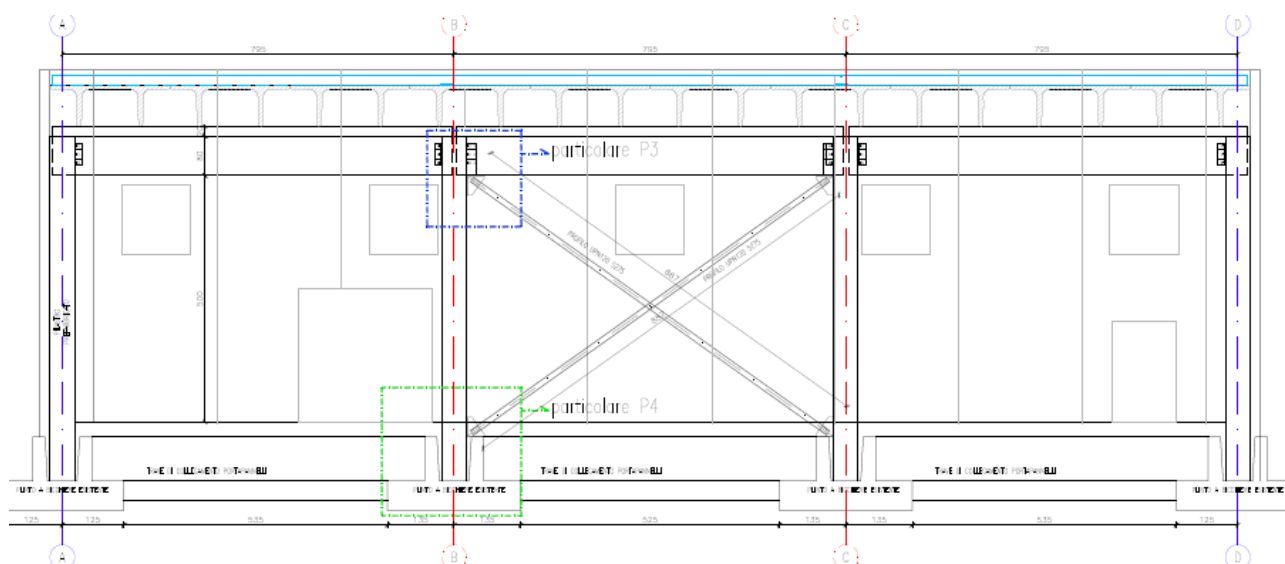


Figura 5: Estratto delle tavole strutturali con nuovi controventi in acciaio

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La normativa di riferimento per la progettazione strutturale e le verifiche di sicurezza delle strutture esistenti

- DM 14/01/2008: *“Nuove norme Tecniche per le Costruzioni”*;
- Circolare Ministeriale n. 617 Infrastrutture e Trasporti del 02/02/20019: *“Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al DM 14/01/2008”*

3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO-GEOTECNICO

I dati relativi all'assetto geologico, idrogeologico, geotecnico e sismico dei terreni su i quali risultano fondati i fabbricati dell'Ex Aeroporto dal Molin sono stati desunti dalla Relazione Geologica preliminare redatta dal Geol. Gino Lucchetta datata settembre 2016 e dalle integrazioni effettuate in febbraio 2017 e riassunte nella Relazione Geologica Integrativa redatta dallo stesso Geol. Lucchetta.

Nell'ambito delle indagini integrative sono stati effettuate ulteriori 4 prove statiche CPT e una prova penetrometrica dinamica DPSH, oltre che ulteriori prove sismiche (un sondaggio sismico a rifrazione e due sondaggi HVSR).

Le indagini penetrometriche eseguite consentono di confermare le assunzioni già illustrate nella relazione geologica dell'Agosto 2016.

La superficie della falda freatica di pianura giace mediamente a $-1.50 \div -1.80$ metri di profondità. Dalle prove penetrometriche e CPT sono risultate le seguenti successioni stratigrafiche:

- Da 0 a 5 metri: sabbia limosa ed argillosa mediamente addebsata
- Da 5 a 6 metri sabbia limosa sciolta;

- Da 7 a 12 metri sabbia limosa argillosa sciolta
- Da 12 a 15 metri: sabbie compatte;
- Da 15 a 16 metri: sabbie ghiaiose compatte;

Vengono assunti cautelativamente i seguenti parametri geotecnici per le sabbie e limi argillosi attorno a 1,0 m di profondità:

angolo di attrito interno	φ	31°	peso di volume secco	γ_d	1,8 t/m ³
angolo di attrito ridotto	φ	26°	peso di volume saturo	γ_s	2,0 t/m ³
Coesione	C_u	0-1 t/m ²	peso di volume immerso	γ'	1,0 t/m ³

3.1. CAPACITÀ PORTANTE DEL TERRENO PER FONDAZIONI SUPERFICIALI.

Il carico unitario di rottura del terreno viene determinato utilizzando le formule del Terzaghi (fattori di capacità portante secondo Vesic 1975) trascurando per cautela l'apporto della coesione:

$$q_r = 0,5 \cdot B \cdot \gamma \cdot N_\gamma + D \cdot \gamma \cdot N_q + C_u \cdot N_c = \\ = 0,5 \cdot 0,8 \cdot 1,8 \cdot 12,5 + 1,0 \cdot 1,8 \cdot 11,8 + 0 = 30,2 \text{ t/m}^2$$

Utilizzando le NTC2008 seguendo l'approccio 2 combinazione (A1+M1+R3) il carico unitario di sicurezza agli SLU risulta:

$$q_s = 30,2/2,3 = 13,1 \text{ t/m}^2 = 1,31 \text{ kg/cm}^2 \approx 129 \text{ kPa}$$

Per quanto riguarda i cedimenti, va considerato che i fabbricati sono esistenti da decenni e pertanto hanno già esaurito da tempo tutti quegli assestamenti conseguenti alla loro costruzione. Il progetto di riutilizzo prevede sì delle opere di adeguamento strutturale e sismico ma non tali da aumentare in maniera significativa il carico indotto dalle fondazioni sul terreno. Pertanto non sono da attendersi cedimenti significativi.

3.2. CAPACITÀ PORTANTE DEL TERRENO PER FONDAZIONI PROFONDE .

Le fondazioni dei setti in calcestruzzo di nuova realizzazione che realizzano il sistema resistente all'azione sismica sono realizzate con un sistema di micropali, di diametro reso 300mm e lunghezza pari a 25 m..

Gli elementi sono stati dimensionati al fine di poter trasmettere al terreno l'azione di tiro secondo il meccanismo resistente ad attrito. Nel caso di terreni non coesivi, tipo sabbie e ghiaie, la resistenza ad attrito laterale è determinata secondo la formula:

$$q_s = K \sigma_{v0}' \tan \varphi', \text{ dove:}$$

- Il valore di K raccomandato è compreso tra 0.4 e 0.7; nel caso specifico verrà assunto un valore di K=0.4 per i pali trivellati fino a profondità massima di 10 volte il diametro del palo;
- $\varphi' = 27^\circ$

Considerando una profondità media della falda posta a 1.5m dal piano campagna si ricavano i seguenti valori di capacità portante d'attrito:

Profondità h	γ_{terreno}	$\sigma_{v0}' \text{ kPa}$	$(\sigma_{v0}'_{(i+1)} + \sigma_{v0}'_i)/2$	$0.4 \sigma_{v0}' \tan \varphi' (h_{i+1} - h_i)$
0	0	18	9	1.83
-1	18	27	22.5	2.29

-1,5	18	57	42	12.84
-3	20	157	107	109.04
-8	20	197	177	72.15
-10	20	237	217	88.45
-12	20	297	267	163.25
-15	20	357	327	199.94
-18	20	497	427	609.19
-25	20	18	9	1.83

Per micropali di lunghezza pari a 25 m si ottiene quindi una resistenza caratteristica data dalla somma dei contributi attritivi per ciascuno strato, ossia:

$R_k=1455.48$ kN

4. DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE ESISTENTI

4.1. SISTEMA STRUTTURALE

La struttura portante verticale del fabbricato è costituita da due telai costituiti da 4 pilastri ciascuno, di sezione trasversale 50x50 cm, realizzati in c.a. e disposti ad un interasse pari a 8.00 m circa. Tali telai sono completati da travi in c.a.p. preteso di luce pari a 8.00 m con schema statico di appoggio-appoggio. I due telai sono disposti ad un interasse pari a 24.40 m e fungono da appoggio alla struttura di copertura e di tamponamento in pannelli a taglio termico in calcestruzzo. La copertura è realizzata anch'essa in elementi prefabbricati pretesi con sezione trasversale a doppio TT di altezza pari a 80 cm e larghezza pari a 244 cm.

Il fabbricato presenta una altezza da piano campagna di circa 6.00 m e risulta fondato su plinti a bicchiere, per quanto riguarda i pilastri, e su travi portamuro per i pannelli di tamponamento.

Sono stati recuperati presso il Genio Civile ed il Comune di Vicenza gli elaborati grafici, le relazioni di calcolo e i certificati di collaudo degli elementi in opera e prefabbricati, in modo da poter integrare le indagini conoscitive già effettuate ed esposte nella relazione "Relazione Tecnica sulle Indagini Diagnostiche" redatta da *CSG Palladio* nel marzo 2013.

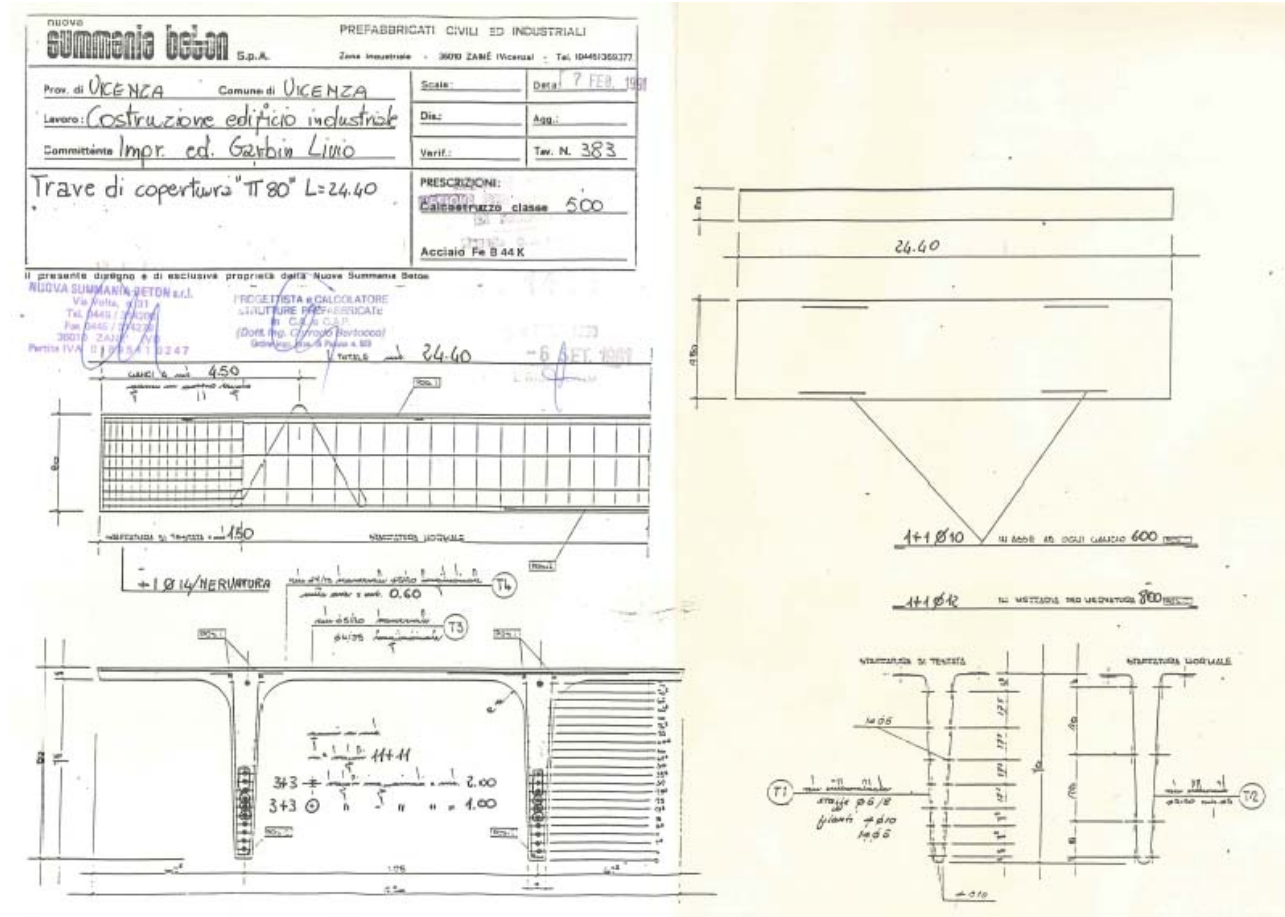


Figura 6: estratto delle tavole di armatura dei tegoli di copertura

Infatti, mentre dalle indagini conoscitive effettuate sono stati ben caratterizzati i materiali costituenti e le barre di armatura lenta presenti, oltre che le caratteristiche dimensionali del fabbricato, non vi era alcuna indicazione riguardante l'armatura da pretensione presente ed il tiro dei trefoli, fondamentale per effettuare le verifiche statiche del fabbricato.

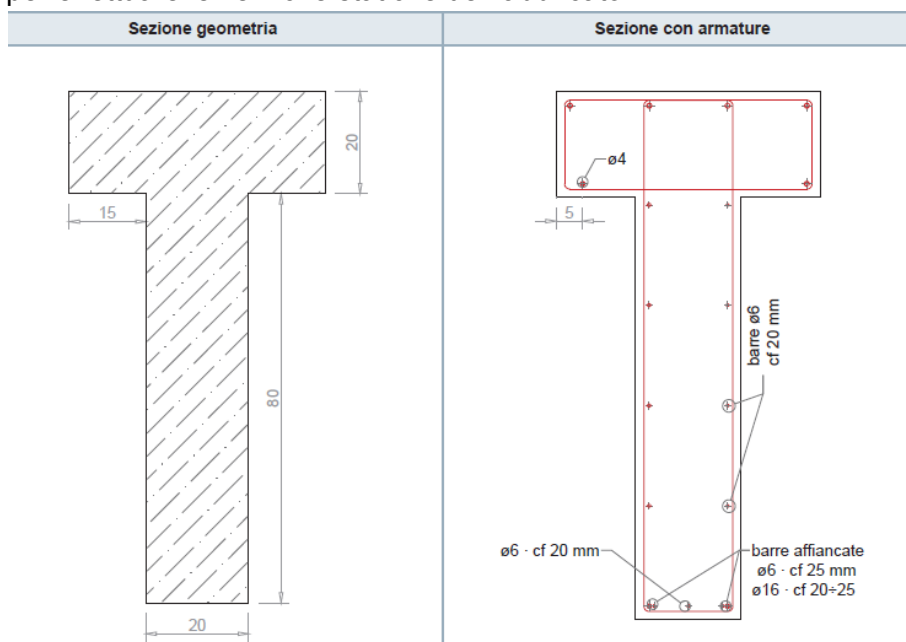


Figura 9:estratto degli schemi derivanti dalle indagini conoscitive – trave a T

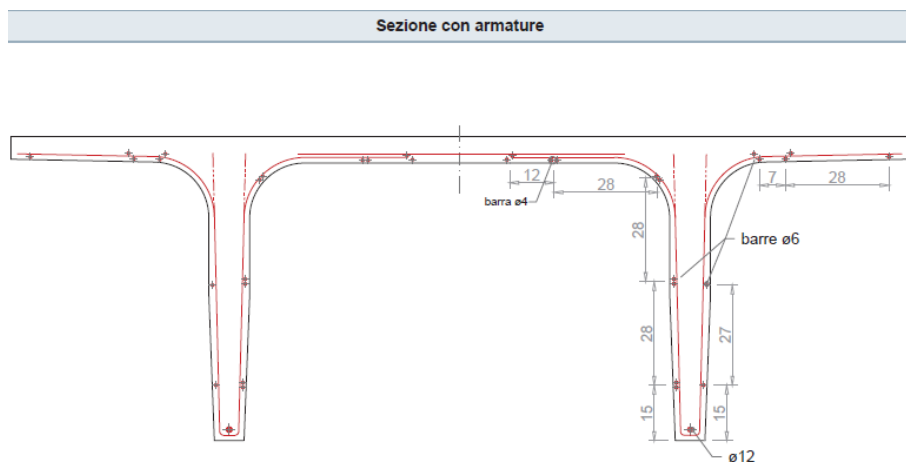


Figura 10:estratto degli schemi derivanti dalle indagini conoscitive – tegolo di copertura a doppio T

Di seguito le caratteristiche meccaniche e geometriche degli elementi rilevati:

- Pilastrini di dimensioni 50 x 50 armati con 4 barre longitudinali $\phi 16$, staffe $\phi 6$ mm disposte ad un interasse pari a 20 cm, copriferro 3-5 cm – confermato dagli elaborati progettuali;
- Travi a T con base inferiore pari a 20 cm, altezza pari a 80 cm e sbordo dell'ala pari a 15 cm telaio armati con 2 barre longitudinali $\phi 16$ in campata, staffe $\phi 6$ mm disposte ad un interasse pari a 20 cm – confermato dagli elaborati progettuali;
- tegoli di copertura tipo "doppio T" aventi una barra longitudinale $\phi 12$ mm e n.16 doppie barre longitudinali $\phi 6$ mm; staffe $\phi 6$ mm con passo pari a circa 10 cm.

Per gli elementi in calcestruzzo le indagini distruttive in laboratorio descritte nella *Relazione Tecnica di Indagini Diagnostiche* redatta da CSG Palladio nel marzo 2013 hanno rilevato i seguenti risultati:

Elemento	N.Prova	Resistenza Unitaria R_{ck} [N/mm ²]
PILASTRI	C1	67.0
PILASTRI	C2	67.0
TRAVE	C3	43.6
TEGOLO	C4	20.3

La stima della resistenza cubica del calcestruzzo ottenuta applicando il metodo combinato SONREB fornisce un valore medio pari a 41.18 N/mm² per i pilastri e 18.5 N/mm² per la trave.

Negli elaborati progettuali i pilastri indicavano un calcestruzzo di classe Rck 400, mentre per le travi ed i tegoli indicava Rck 500, e per tutti gli elementi e barre d'armo di classe Fe44k

Per le barre di armatura in acciaio le indagini distruttive in laboratorio hanno rilevato i seguenti risultati:

Ubicazione	N.Prova	Diametro effettivo ϕ [mm]	Sezione effettiva A [mm ²]	Tensione di snervamento f_{yk} [N/mm ²]	Tensione di rottura f_{yk} [N/mm ²]
PILASTRI	B1	15.94	199.56	592	693
TRAVE	B2	15.92	199.06	448	685

4.2. LIVELLO DI CONOSCENZA E FATTORE DI CONFIDENZA

Sulla base degli approfondimenti effettuati nelle fasi conoscitive in precedenza descritte, il D.M. del 14.01.2008 introduce, per ciascun parametro coinvolto nel modello strutturale (geometria, dettagli costruttivi e materiali), dei livelli di conoscenza. Ogni livello di conoscenza è associato ad un fattore di confidenza che sarà impiegato nell'analisi come un altro coefficiente parziale di sicurezza, al fine di tener conto delle carenze conoscitive dei parametri del modello.

Per la stima dei fattori di confidenza da utilizzare, in relazione ai livelli di conoscenza raggiunti, si fa riferimento alla procedura descritta in appendice C8.2. della Circolare del Ministero LL.PP. n. 617 del 02.02.2009 per le costruzioni in calcestruzzo armato.

4.2.1. LIVELLI DI CONOSCENZA

Ai fini della scelta del tipo di analisi e dei valori dei fattori di confidenza, si distinguono i tre livelli di conoscenza seguenti:

1. LC1: Conoscenza Limitata;
2. LC2: Conoscenza Adeguata;
3. LC3: Conoscenza Accurata.

Come detto in precedenza, gli aspetti che definiscono i livelli di conoscenza sono:

- geometria, ossia le caratteristiche geometriche degli elementi strutturali;

- dettagli strutturali, ossia la quantità e disposizione delle armature, compreso il passo delle staffe e la loro chiusura;
- materiali, ossia le proprietà meccaniche dei materiali.

Si riporta in dettaglio quanto indicato dalla Normativa per la definizione di ciascun livello di conoscenza.

LC1: Conoscenza Limitata

Geometria: la geometria della struttura è nota o in base a un rilievo o dai disegni originali. In quest'ultimo caso viene effettuato un rilievo visivo a campione per verificare l'effettiva corrispondenza del costruito ai disegni. I dati raccolti sulle dimensioni degli elementi strutturali saranno tali da consentire la messa a punto di un modello strutturale idoneo ad un'analisi lineare.

Dettagli costruttivi: i dettagli non sono disponibili da disegni costruttivi e sono ricavati sulla base di un progetto simulato eseguito secondo la pratica dell'epoca della costruzione. È richiesta una limitata verifica in-situ delle armature e dei collegamenti presenti negli elementi più importanti. I dati raccolti saranno tali da consentire verifiche locali di resistenza.

Proprietà dei materiali: non sono disponibili informazioni sulle caratteristiche meccaniche dei materiali, né da disegni costruttivi né da certificati di prova. Si adottano valori usuali della pratica costruttiva dell'epoca convalidati da limitate prove in-situ sugli elementi più importanti.

La valutazione della sicurezza nel caso di conoscenza limitata viene in genere eseguita mediante metodi di analisi lineare statici o dinamici.

LC2: Conoscenza Adeguata

Geometria: la geometria della struttura è nota o in base a un rilievo o dai disegni originali. In quest'ultimo caso viene effettuato un rilievo visivo a campione per verificare l'effettiva corrispondenza del costruito ai disegni. I dati raccolti sulle dimensioni degli elementi strutturali, insieme a quelli riguardanti i dettagli strutturali, saranno tali da consentire la messa a punto di un modello strutturale idoneo ad un'analisi lineare o non lineare.

Dettagli costruttivi: i dettagli sono noti da un'estesa verifica in-situ oppure parzialmente noti dai disegni costruttivi originali incompleti. In quest'ultimo caso viene effettuata una limitata verifica in-situ delle armature e dei collegamenti presenti negli elementi più importanti. I dati raccolti saranno tali da consentire, nel caso si esegua un'analisi lineare, verifiche locali di resistenza, oppure la messa a punto di un modello strutturale non lineare.

Proprietà dei materiali: informazioni sulle caratteristiche meccaniche dei materiali sono disponibili in base ai disegni costruttivi o ai certificati originali di prova, o da estese verifiche in-situ. Nel primo caso sono anche eseguite limitate prove in-situ; se i valori ottenuti dalle prove in-situ sono minori di quelli disponibili dai disegni o dai certificati originali, sono eseguite estese prove in-situ. I dati raccolti saranno tali da consentire, nel caso si esegua un'analisi lineare, verifiche locali di resistenza, oppure la messa a punto di un modello strutturale non lineare.

La valutazione della sicurezza nel caso di conoscenza adeguata è eseguita mediante metodi di analisi lineare o non lineare, statici o dinamici.

LC3: Conoscenza Accurata

Geometria: la geometria della struttura è nota o in base a un rilievo o dai disegni originali. In quest'ultimo caso è effettuato un rilievo visivo a campione per verificare l'effettiva corrispondenza del costruito ai disegni. I dati raccolti sulle dimensioni degli elementi strutturali, insieme a quelli riguardanti i dettagli strutturali, saranno tali da consentire la messa a punto di un modello strutturale idoneo ad un'analisi lineare o non lineare.

Dettagli costruttivi: i dettagli sono noti o da un'esauritiva verifica in-situ oppure dai disegni costruttivi originali. In quest'ultimo caso è effettuata una limitata verifica in-situ delle armature e dei collegamenti presenti negli elementi più importanti. I dati raccolti saranno tali da consentire, nel

caso si esegua un'analisi lineare, verifiche locali di resistenza, oppure la messa a punto di un modello strutturale non lineare.

Proprietà dei materiali: informazioni sulle caratteristiche meccaniche dei materiali sono disponibili in base ai disegni costruttivi o ai certificati originali, o da esaustive verifiche in-situ. Nel primo caso sono anche eseguite estese prove in-situ; se i valori ottenuti dalle prove in-situ sono minori di quelli disponibili dai disegni o dai certificati originali, sono eseguite esaustive prove in-situ. I dati raccolti saranno tali da consentire, nel caso si esegua un'analisi lineare, verifiche locali di resistenza, oppure la messa a punto di un modello strutturale non lineare.

La valutazione della sicurezza nel caso di conoscenza accurata verrà eseguita mediante metodi di analisi lineare o non lineare, statici o dinamici.

4.2.2. FATTORI DI CONFIDENZA

I Fattori di confidenza riportati nella seguente tabella (Tabella CA8.2 della Circolare n. 617 del 02.02.2009) sono utilizzati per definire le resistenze dei materiali da utilizzare nelle formule di capacità degli elementi. Le resistenze medie, ottenute dalle prove in sito e da fonti bibliografiche, sono divise per i Fattori di Confidenza.

Le indagini svolte in sito hanno fornito un quadro completo della configurazione geometrica generale del sistema strutturale e delle precise indicazioni sui dettagli costruttivi principali.

Le indagini sui materiali sono state svolte in modo limitato, ma sono state integrate dagli elaborati progettuali in forma completa sia per quanto riguarda i dettagli costruttivi che per le caratteristiche dei materiali (presente anche il certificato di collaudo).

Premesso questo si ritiene che il livello di conoscenza acquisito sui diversi aspetti necessari per una modellazione completa dell'opera esistente è di tipo **LC3**; il **fattore di confidenza, FC** rispettivo **vale 1.00**.

Livello di Conoscenza	Geometria (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione oppure estese verifiche in-situ rilievo ex novo completo	Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e <i>limitate</i> verifiche in-situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e <i>limitate</i> prove in-situ	Analisi lineare statica o dinamica	1.35
LC2		Disegni costruttivi incompleti con limitate verifiche in situ oppure estese verifiche in-situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali con limitate prove in-situ oppure estese prove in situ	Tutti	1.20
LC3		Disegni costruttivi completi con limitate verifiche in situ oppure esaustive verifiche in-situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto con estese prove in situ oppure esaustive prove in-situ	Tutti	1.00

4.2.3. VALORI DELLE CARATTERISTICHE MECCANICHE IMPIEGATE NELLE ANALISI

Le resistenze degli elementi duttili e fragili sono calcolate sulla base delle resistenze dei materiali, ottenute come media delle prove eseguite in sito ai sensi del D.M. 14.01.2008.

Per il livello di conoscenza LC3, le resistenze e i moduli elastici da adottare per il calcolo numerico sono i valori medi dei risultati delle prove. I valori inseriti nel modello sono, quindi:

Calcestruzzo dei pilastri: $R_{ck,m}=50 \text{ N/mm}^2$

Calcestruzzo delle travi: $R_{ck,m}=30 \text{ N/mm}^2$

Calcestruzzo dei tegoli: $R_{ck,m}=20 \text{ N/mm}^2$

Acciaio d'armo: $f_{yk,m}=440 \text{ N/mm}^2$

A favore di sicurezza sono stati considerati i valori di resistenza cubica a compressione del calcestruzzo di travi e tegoli analogo a quelli derivanti dalle prove in situ.

5. ANALISI DEI CARICHI

Le azioni dei carichi gravanti sull'opera strutturale è determinata secondo quanto indicato nel D.M. 14.01.2008 al Capitolo 3: "Azioni sulle costruzioni" e nei singoli capitoli che trattano in specifico la tipologia di struttura oggetto di verifica.

5.1. CARICO DA NEVE

Il carico da neve viene valutato secondo quanto previsto dal D.M. 14/01/2008 al § 3.4 come:

$$q_s = \mu_i q_{sk} C_E C_t$$

Il fabbricato si trova ad una altitudine di 40 m s.l.m.

con : q_s : carico di neve di calcolo

μ_i : coefficiente di forma della copertura

q_{sk} : carico di neve al suolo di riferimento

C_E : coefficiente di esposizione di cui al § 3.4.3

C_t : coefficiente termico di cui al § 3.4.4

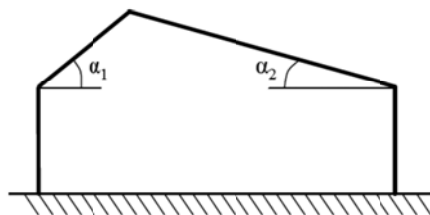
=	150	daN/m ²	Zona I
=	1.0		Normale
=	1.0		

- Coefficienti di forma. (Figura C3.4.1)**

Angolo di inclinazione della falda α	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8(60 - \alpha)/30$	0,0
μ_2	$0,8 + 0,8 \alpha/30$	1,6	--

- Coefficienti di forma – coperture a due falde. (Figura 3.4.3)**

Caso I	$\mu_1(\alpha_1)$		$\mu_1(\alpha_2)$
Caso II	$0,5 \mu_1(\alpha_1)$		$\mu_1(\alpha_2)$
Caso III	$\mu_1(\alpha_1)$		$0,5 \mu_1(\alpha_2)$



Nel caso di copertura piana si assume un carico distribuito uniformemente pari a:

$$q_s = q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2.$$

dove la pressione cinetica di riferimento vale: $q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2$.

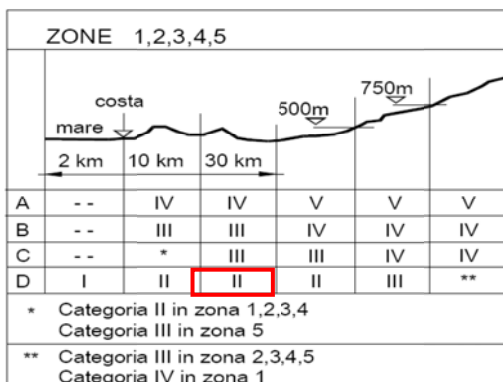
Con :	v_b :	velocità di riferimento del vento	=	25	m/s	Zona 1
	ρ :	densità dell'aria assunta costante	=	1.25	kg/m ³	
	q_b :	pressione cinetica di riferimento	=	390	N/m ²	
	$c_e(z_{min})$:	coefficiente di esposizione di cui al § 3.3.6	=	2.13		
	c_p :	coefficiente di forma	=	1.0		
	c_d :	coefficiente dinamico di cui al § 3.3.8	=	1.0		

• **Velocità di riferimento.** (Tabella 3.3.I)

Zona	Descrizione	v_{b0} [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,010
2	Emilia Romagna	25	750	0,015
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,020
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,020
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,015
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,020
7	Liguria	28	1000	0,015
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,010
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,020

• **Categoria di esposizione.** (Tabella 3.3.II)

Categoria di esposizione del sito	k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12



Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,...)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Affinché una costruzione possa dirsi ubicata in classe A o B è necessario che la situazione che contraddistingue la classe permanga intorno alla costruzione per non meno di 1 km e comunque non meno di 20 volte l'altezza della costruzione. Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, a meno di analisi dettagliate, verrà assegnata la classe più sfavorevole.

Si determina una pressione con distribuzione media fino ad altezza pari a z_{\min} di:

$$p = q_b c_e c_p c_d = 83.2 \text{ daN/m}^2.$$

5.2.1. SOLAIO DI COPERTURA

ELEMENTO	CARICO AGENTE	PESO SISMICO ($\cdot \psi_2$)
Tegoli a doppio T	8.35kN/tegolo/ml	2.50kN/mq
Cappa+ Guaina impermeabilizzante	1.25 kN/mq	1.25 kN/mq
Carichi appesi	0.33 kN/ml	0.33 kN/ml
CARICO TOTALE G_k	11.71 kN/ml	11.71 kN/ml
CARICO TOTALE G_k	4.85 kN/mq	4.85 kN/mq
Carico accidentale neve	1.50 kN/mq	0.00 kN/mq
CARICO TOTALE Q_k	1.50 kN/mq	0.00 kN/mq

5.2.1. CONGLOMERATO CEMENTIZIO ARMATO.

Il peso specifico del conglomerato cementizio armato è di 2500 daN/m³.

5.2.2. ACCIAIO DA CARPENTERIA.

Il peso specifico dell'acciaio è di 7850 daN/m³.

5.3. VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO.

5.3.1. PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE.

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi limiti considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A quale definita al § 3.2.2), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} , come definito al § 3.2.1, nel periodo di riferimento V_R , come definito al § 2.4.

5.3.2. DETERMINAZIONE DEL PERIODO DI RIFERIMENTO.

Secondo il § 2.4.3 le azioni sismiche sulle costruzioni vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava moltiplicando la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

La vita nominale dell'opera V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è riportata nella seguente tabella (§ 2.4.1 tabella 2.4.I).

TIPO DI COSTRUZIONE			Vita Nominale V_N (in anni)
<input type="checkbox"/>	1	Opere provvisorie – Opere provvisionali – Strutture in fase costruttiva	≤ 10
<input checked="" type="checkbox"/>	2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
<input type="checkbox"/>	3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della Classe d'uso, come mostrato in § 2.4.3 tabella 2.4.II.

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0.7	1.0	1.5	2.0
	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \text{ anni}$$

5.4. CATEGORIA DEL SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE.

5.4.1. CATEGORIA DEL SOTTOSUOLO.

Si seguono le indicazioni contenute nel § 3.2.2 del D.M. 14.01.2008 relative alla classificazione del sottosuolo e all'individuazione delle condizioni topografiche della superficie del sito oggetto dell'intervento.

Dalla relazione geologica allegata, si deduce che il sottosuolo rientra nella **categoria C**.

5.4.2. CONDIZIONI TOPOGRAFICHE.

La risposta sismica riferita ad un sottosuolo rigido di categoria A deve quindi essere amplificata da opportuni coefficienti d'amplificazione che tengono conto della diversa stratigrafia del sito; essi

sono: S_s , coefficiente stratigrafico e C_c , coefficiente che modifica il periodo, T_c corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro di risposta elastico.

Allo scopo di individuare le condizioni topografiche della superficie del sito e valutare i corrispondenti coefficienti amplificativi topografici, S_T della risposta sismica finale la Normativa mette a disposizione la seguente classificazione:

Categoria		Classificazione della superficie topografica	S_T
<input checked="" type="checkbox"/>	T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilevati isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$	1.0
<input type="checkbox"/>	T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$	1.2
<input type="checkbox"/>	T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i < 30^\circ$	1.2
<input type="checkbox"/>	T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$	1.4

5.4.3. METODO DI ANALISI SISMICA.

Ai fini della verifica sismica, il calcolo delle sollecitazioni sismiche di progetto è svolto secondo l'analisi dinamica modale con spettro di progetto secondo quanto predisposto al § 7.2.6 e al § 7.3.3 del Decreto Ministeriale del 14 Gennaio 2008.

5.5. AZIONE SISMICA DI PROGETTO.

5.5.1. SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO.

La determinazione dello spettro di risposta elastico in termini di accelerazione è svolta secondo quanto indicato al § 3.2 del DM 14/01/2008, per uno smorzamento convenzionale del 5% e a partire dai valori assunti dei seguenti parametri riferiti al suolo rigido orizzontale:

- a_g accelerazione orizzontale massima del sito;
- F_c valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_c^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Il Comune di Vicenza ricade in **zona sismica 3** secondo la zonizzazione dell'OPCM 3274-3431 del 03/05/05; il sito è individuato dalle seguenti coordinate geografiche (ED 50):

- **Longitudine:** **11.5419°.**
- **Latitudine:** **45.5582°.**

I valori indicati dalla Normativa per i quattro stati limite sono riassunti nella seguente tabella.

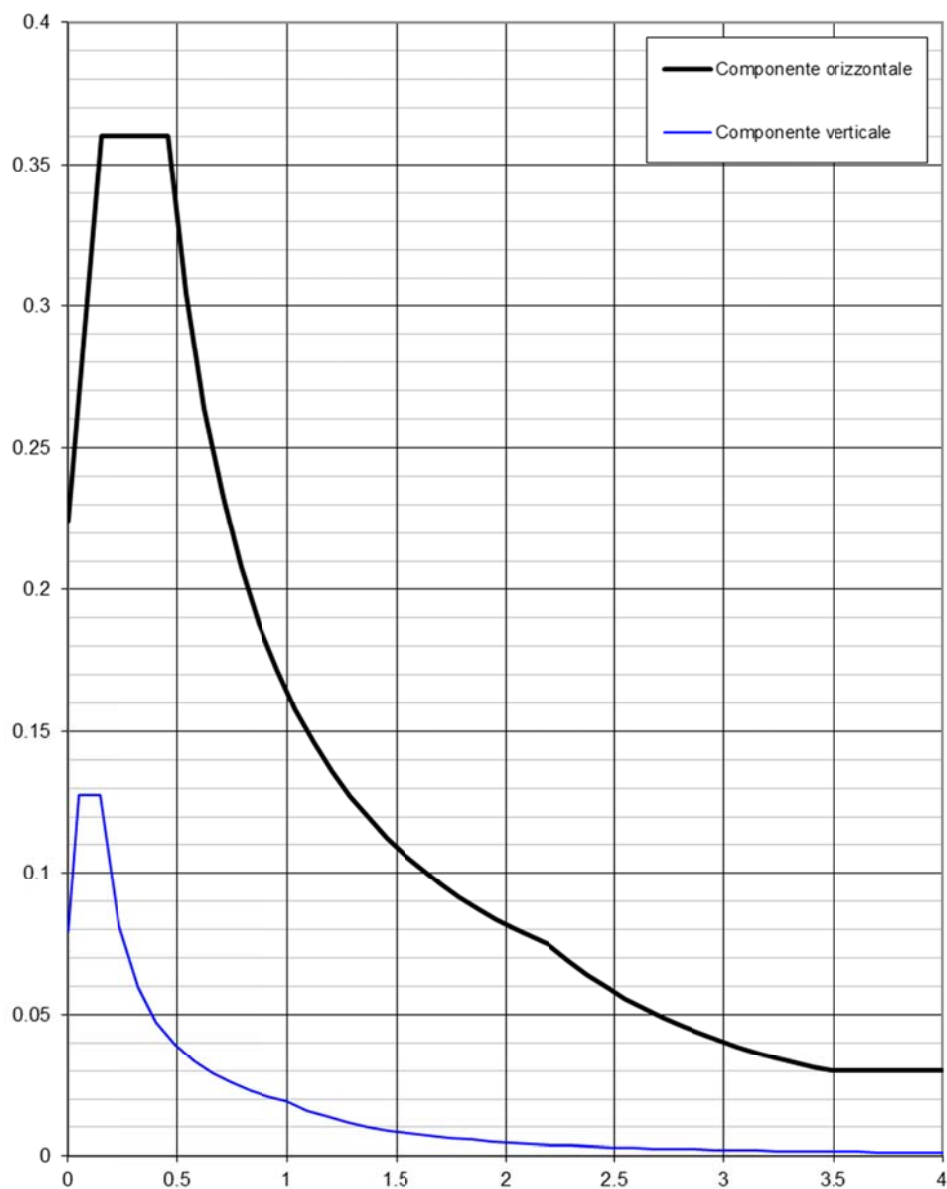
Stati Limite	T_R (anni)	a_g/g	F_0	$T_c^*(sec)$
SLO	30	0.040	2.510	0.240
SLD	50	0.054	2.466	0.256
SLV	475	0.151	2.410	0.287
SLC	975	0.197	2.434	0.289

5.5.2. SPETTRO DI RISPOSTA DI PROGETTO.

Lo spettro di risposta di progetto è ottenuto riducendo le ordinate dello spettro elastico per un fattore di struttura che tiene conto, in modo semplificato, della capacità dissipativa anelastica del sistema strutturale resistente alle forze sismiche.

Ai sensi del C8.7.2.3. è stata effettuata una analisi dinamica modale con fattore di struttura q , il cui valore è stato scelto nel campo fra 1,50 e 3,0. Dal momento che vengono impiegati quali elementi resistenti strutture esistenti, che sono state caratterizzate dal punto di vista meccanico ma non soddisfano le prescrizioni costruttive previste dalla normativa attualmente vigenti, è stato adottato un fattore di struttura pari a $q=1.50$.

Lo spettro di progetto corrispondente è di seguito riportato



6. RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICA

6.1. DESCRIZIONE DEI SOFTWARE IMPIEGATI

6.1.1. SISMICAD 12.8

DESCRIZIONE DEL PROGRAMMA SISMICAD

Si tratta di un programma di calcolo strutturale che nella versione più estesa è dedicato al progetto e verifica degli elementi in cemento armato, acciaio, muratura e legno di opere civili. Il programma utilizza come analizzatore e solutore del modello strutturale un proprio solutore agli elementi finiti tridimensionale fornito col pacchetto. Il programma è sostanzialmente diviso in tre moduli: un pre processore che consente l'introduzione della geometria e dei carichi e crea il file dati di input al solutore; il solutore agli elementi finiti; un post processore che a soluzione avvenuta elabora i risultati eseguendo il progetto e la verifica delle membrature e producendo i grafici ed i tabulati di output.

SPECIFICHE TECNICHE

Denominazione del software: SismiCad 12.8

Produttore del software: Concrete

Concrete srl, via della Pieve, 15, 35121 PADOVA - Italy

<http://www.concrete.it>

Rivenditore: CONCRETE SRL - Via della Pieve 19 - 35121 Padova - tel.049-8754720

Versione: 12.8

Identificatore licenza: SW-8821

Intestatario della licenza: ITS srl CORTE DELLE CANEVE, 11 PIEVE DI SOLIGO (TV)

Versione regolarmente licenziata

SCHEMATIZZAZIONE STRUTTURALE E CRITERI DI CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

Il programma schematizza la struttura attraverso l'introduzione nell'ordine di fondazioni, poste anche a quote diverse, platee, platee nervate, plinti e travi di fondazione poggianti tutte su suolo elastico alla Winkler, di elementi verticali, pilastri e pareti in c.a. anche con fori, di orizzontamenti costituiti da solai orizzontali e inclinati (falde), e relative travi di piano e di falda; è ammessa anche l'introduzione di elementi prismatici in c.a. di interpiano con possibilità di collegamento in inclinato a solai posti a quote diverse. I nodi strutturali possono essere connessi solo a travi, pilastri e pareti, simulando così impalcati infinitamente deformabili nel piano, oppure a elementi lastra di spessore dichiarato dall'utente simulando in tal modo impalcati a rigidezza finita. I nodi appartenenti agli impalcati orizzontali possono essere connessi rigidamente ad uno o più nodi principali giacenti nel piano dell'impalcato; generalmente un nodo principale coincide con il baricentro delle masse. Tale opzione, oltre a ridurre significativamente i tempi di elaborazione, elimina le approssimazioni numeriche connesse all'utilizzo di elementi lastra quando si richiede l'analisi a impalcati infinitamente rigidi. Per quanto concerne i carichi, in fase di immissione dati, vengono definite, in numero a scelta dell'utente, condizioni di carico elementari le quali, in aggiunta alle azioni sismiche e variazioni termiche, vengono combinate attraverso coefficienti moltiplicativi per fornire le combinazioni richieste per le verifiche successive. L'effetto di disassamento delle forze orizzontali, indotto ad esempio dai torcenti di piano per costruzioni in zona sismica, viene simulato attraverso l'introduzione di eccentricità planari aggiuntive le quali costituiscono ulteriori condizioni elementari di carico da cumulare e combinare secondo i criteri del paragrafo precedente. Tipologicamente sono ammessi sulle travi e sulle pareti carichi uniformemente distribuiti e carichi trapezoidali; lungo le aste e nei nodi di incrocio delle membrature sono anche definibili

Nel caso più generale le verifiche degli elementi in c.a. possono essere condotte col metodo delle tensioni ammissibili (D.M. 14-1-92) o agli stati limite in accordo al D.M. 09-01-96, al D.M. 14-01-08 o secondo Eurocodice 2. Le travi sono progettate e verificate a flessione retta e taglio; a richiesta è possibile la verifica per le sei componenti della sollecitazione. I pilastri ed i pali sono verificati per le sei componenti della sollecitazione. Per gli elementi bidimensionali giacenti in un medesimo piano è disponibile la modalità di verifica che consente di analizzare lo stato di verifica nei singoli nodi degli elementi. Nelle verifiche (a presso flessione e punzonamento) è ammessa la introduzione dei momenti di calcolo modificati in base alle direttive dell'EC2, Appendice A.2.8. I plinti superficiali sono verificati assumendo lo schema statico di mensola con incastri posti a filo o in asse pilastro. Gli ancoraggi delle armature delle membrature in c.a. sono calcolati sulla base della effettiva tensione normale che ogni barra assume nella sezione di verifica distinguendo le zone di ancoraggio in zone di buona o cattiva aderenza. In particolare il programma valuta la tensione normale che ciascuna barra può assumere in una sezione sviluppando l'aderenza sulla superficie cilindrica posta a sinistra o a destra della sezione considerata; se in una sezione una barra assume per effetto dell'aderenza una tensione normale minore di quella ammissibile, il suo contributo all'area complessiva viene ridotto dal programma nel rapporto tra la tensione normale che la barra può assumere per effetto dell'aderenza e quella ammissibile. Le verifiche sono effettuate a partire dalle aree di acciaio equivalenti così calcolate che vengono evidenziate in relazione. A seguito di analisi inelastiche eseguite in accordo a OPCM 3431 o D.M. 14-01-08 vengono condotte verifiche di resistenza per i meccanismi fragili (nodi e taglio) e verifiche di deformabilità per i meccanismi duttili.

6.2. ANALISI DINAMICA MODALE

Per dimensionare e verificare le strutture ai carichi orizzontali a vento e sisma è stato realizzato un modello tridimensionale dell'edificio ed è stato analizzato mediante una analisi dinamica lineare, assumendo un fattore di struttura pari a 1.50 e inserendo le nuove strutture resistenti.

Gli elementi monodimensionali, quali travi e pilastri e tegoli, sono stati inseriti nel modello come elementi *beam*, mentre i nuovi controventi in calcestruzzo sono stati modellati come elementi *shell* e poi suddivisi in *mesh* di 40 cm per lato.

I sovraccarichi dei solai di piano e la rigidezza della copertura sono stati inseriti come carichi superficiali. Non sono stati modellati i pannelli di tamponamento, in quanto non contribuiscono alla resistenza della struttura, ma sono stati inseriti unicamente come carico (sia dovuto al peso proprio degli stessi, sia in carico trasmesso dall'azione del vento come carico lineare sui pilastri).

Di seguito si riporta l'estratto 3D del modello FEM:

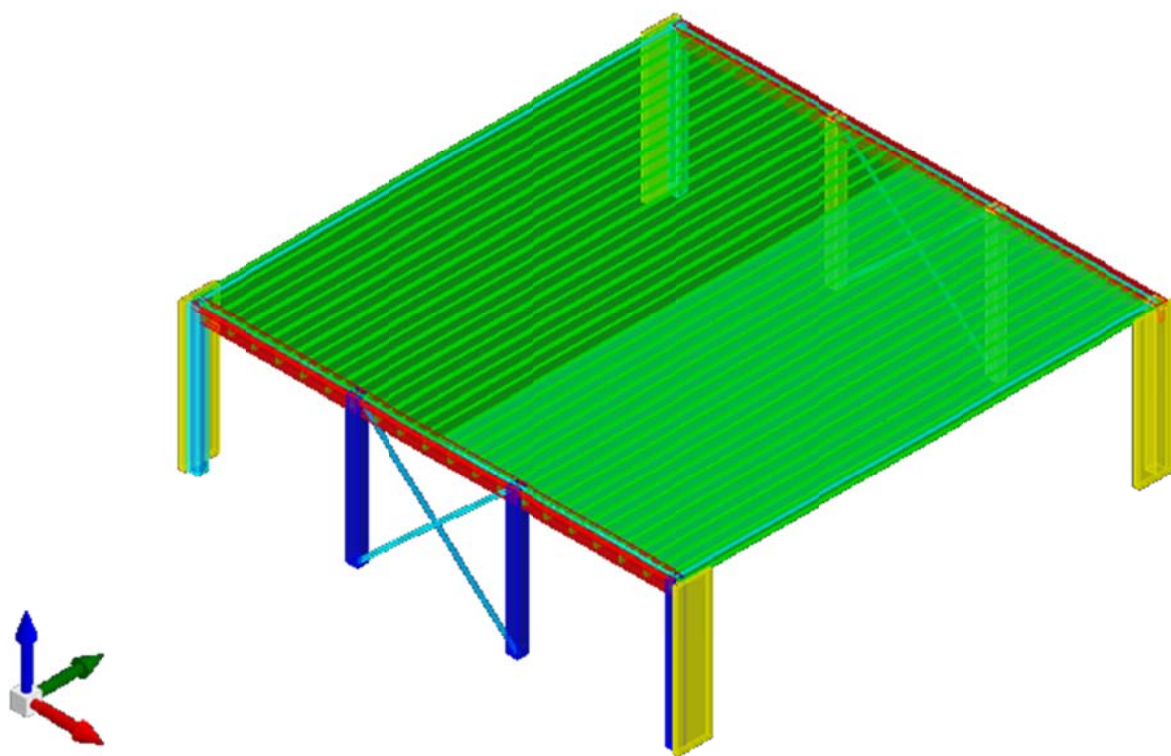


Figura 11: Viste del Modello FEM 3D con gli interventi di miglioramento

6.2.1. MODI DI VIBRARE E RISPOSTA MODALE

Modo: identificativo del modo di vibrare.

Periodo: periodo. [s]

Massa X: massa partecipante in direzione globale X. Il valore è adimensionale.

Massa Y: massa partecipante in direzione globale Y. Il valore è adimensionale.

Massa Z: massa partecipante in direzione globale Z. Il valore è adimensionale.

Massa rot X: massa rotazionale partecipante attorno la direzione globale X. Il valore è adimensionale.

Massa rot Y: massa rotazionale partecipante attorno la direzione globale Y. Il valore è adimensionale.

Massa rot Z: massa rotazionale partecipante attorno la direzione globale Z. Il valore è adimensionale.

Totale masse partecipanti:

Traslazione X: 0.987975

Traslazione Y: 0.970373

Traslazione Z: 0

Rotazione X: 0.999197

Rotazione Y: 0.999922

Rotazione Z: 0.577004

Modo	Periodo	Massa X	Massa Y	Massa rot X	Massa rot Y	Massa rot Z
1	0.508426208	0.969877287	0	0	0.999098047	0.288580388
2	0.427989602	0	0.970373489	0.999196496	0	0.288080291
3	0.033931626	0.018097616	0.00000001	0.00000001	0.000823708	0.000342888

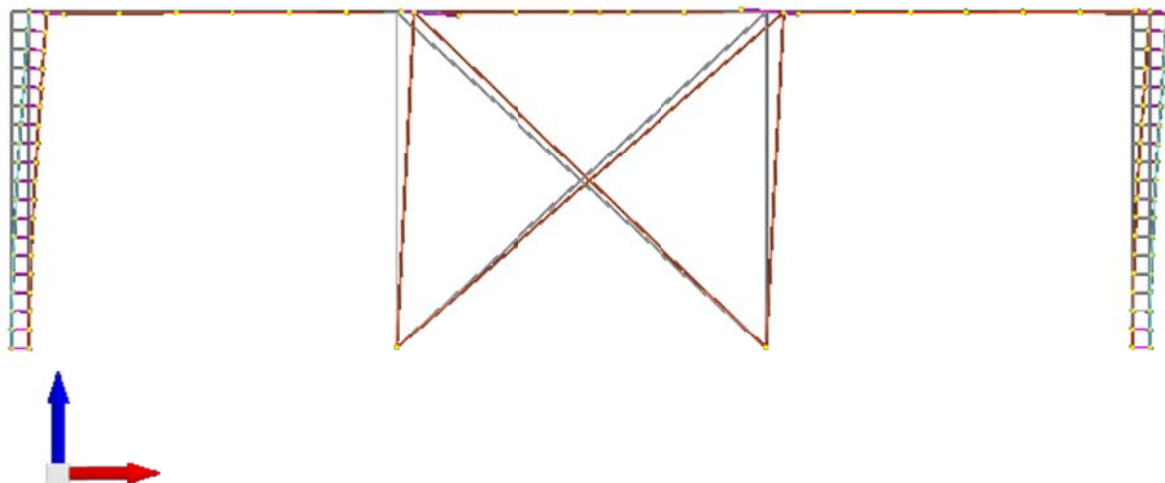


Figura 12: 1° modo di vibrare – traslazionale in X



Figura 13: 2° modo di vibrare – traslazionale in Y

6.2.2. EQUILIBRIO FORZE

Contributo: Nome attribuito al sistema risultante.

Fx: Componente X di traslazione del sistema risultante. [kN]

Fy: Componente Y di traslazione del sistema risultante. [kN]

Fz: Componente Z di traslazione del sistema risultante. [kN]

Mx: Componente di momento attorno l'asse X del sistema risultante. [kN*m]

My: Componente di momento attorno l'asse Y del sistema risultante. [kN*m]

Mz: Componente di momento attorno l'asse Z del sistema risultante. [kN*m]

Bilancio in condizione di carico: Pesì strutturali

Contributo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
Applicate	0	0	-6595.37329	-79004.2936	78816.1734	0
Reazioni	0	0	6595.37329	79004.2936	-78816.1734	0
PDelta	0	0	0	0	0	0
Totale	0	0	0	0	0	0

Bilancio in condizione di carico: Permanenti portati

Contributo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
Applicate	0	0	-862.2	-10324.845	10303.29	0
Reazioni	0	0	862.2	10324.845	-10303.29	0
PDelta	0	0	0	0	0	0
Totale	0	0	0	0	0	0

Bilancio in condizione di carico: Variabile H

Contributo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
Applicate	0	0	-287.4	-3441.615	3434.43	0
Reazioni	0	0	287.4	3441.615	-3434.43	0
PDelta	0	0	0	0	0	0
Totale	0	0	0	0	0	0

Bilancio in condizione di carico: Neve

Contributo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
Applicate	0	0	-862.2	-10324.845	10303.29	0
Reazioni	0	0	862.2	10324.845	-10303.29	0
PDelta	0	0	0	0	0	0
Totale	0	0	0	0	0	0

Bilancio in condizione di carico: Vento

Contributo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
Applicate	152.25	112.375	0	-373.6469	506.2313	-767.9925
Reazioni	-152.25	-112.375	0	373.6469	-506.2312	767.9925
PDelta	0	0	0	0	0	0
Totale	0	0	0	0	0	0

Bilancio in condizione di carico: Sisma X SLV

Contributo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
Applicate	2628.17163	0	0	0	18065.1967	-31481.4856
Reazioni	-2628.17163	0	0	0	-18065.1967	31481.4856
PDelta	0	0	0	0	0	0
Totale	0	0	0	0	0	0

Bilancio in condizione di carico: Sisma Y SLV

Contributo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
Applicate	0	2628.17163	0	-18065.1967	0	31410.4092
Reazioni	0	-2628.17163	0	18065.1967	0	-31410.4092
PDelta	0	0	0	0	0	0
Totale	0	0	0	0	0	0

Bilancio in condizione di carico: Eccentricità Y per sisma X SLV

Contributo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
Applicate	0	0	0	0	0	-3048.9038
Reazioni	0	0	0	0	0	3048.9038
PDelta	0	0	0	0	0	0
Totale	0	0	0	0	0	0

Bilancio in condizione di carico: Eccentricità X per sisma Y SLV

Contributo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
Applicate	0	0	0	0	0	3036.1735
Reazioni	0	0	0	0	0	-3036.1735
PDelta	0	0	0	0	0	0
Totale	0	0	0	0	0	0

Bilancio in condizione di carico: Sisma X SLD

Contributo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
Applicate	1454.78393	0	0	0	9999.7115	-17426.0916
Reazioni	-1454.78393	0	0	0	-9999.7115	17426.0916
PDelta	0	0	0	0	0	0
Totale	0	0	0	0	0	0

Bilancio in condizione di carico: Sisma Y SLD

Contributo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
Applicate	0	1454.78393	0	-9999.7115	0	17386.7483
Reazioni	0	-1454.78393	0	9999.7115	0	-17386.7483
PDelta	0	0	0	0	0	0
Totale	0	0	0	0	0	0

Bilancio in condizione di carico: Eccentricità Y per sisma X SLD

Contributo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
Applicate	0	0	0	0	0	-1687.6737
Reazioni	0	0	0	0	0	1687.6737
PDelta	0	0	0	0	0	0
Totale	0	0	0	0	0	0

Bilancio in condizione di carico: Eccentricità X per sisma Y SLD

Contributo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
Applicate	0	0	0	0	0	1680.6271
Reazioni	0	0	0	0	0	-1680.6271
PDelta	0	0	0	0	0	0
Totale	0	0	0	0	0	0

Bilancio in condizione di carico: Rig. Ux

Contributo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
Applicate	0.01	0	0	0	0.0695	-0.1198
Reazioni	-0.01	0	0	0	-0.0695	0.1198

Contributo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
PDelta	0	0	0	0	0	0
Totale	0	0	0	0	0	0

Bilancio in condizione di carico: Rig. Uy

Contributo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
Applicate	0	0.01	0	-0.0695	0	0.1195
Reazioni	0	-0.01	0	0.0695	0	-0.1195
PDelta	0	0	0	0	0	0
Totale	0	0	0	0	0	0

Bilancio in condizione di carico: Rig. Rz

Contributo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
Applicate	0	0	0	0	0	0.0001
Reazioni	0	0	0	0	0	-0.0001
PDelta	0	0	0	0	0	0
Totale	0	0	0	0	0	0

6.2.3. SPOSTAMENTI DI INTERPIANO ESTREMI

Nodo inferiore: nodo inferiore.

I.: numero dell'elemento nell'insieme che lo contiene.

Pos.: coordinate del nodo.

X: coordinata X. [m]

Y: coordinata Y. [m]

Z: coordinata Z. [m]

Nodo superiore: nodo superiore.

I.: numero dell'elemento nell'insieme che lo contiene.

Pos.: coordinate del nodo.

Z: coordinata Z. [m]

Spost. rel.: spostamento relativo. Il valore è adimensionale.

Comb.: combinazione.

N.b.: nome breve o compatto della combinazione di carico.

Spostamento inferiore: spostamento in pianta del nodo inferiore.

X: coordinata X. [m]

Y: coordinata Y. [m]

Spostamento superiore: spostamento in pianta del nodo superiore.

X: coordinata X. [m]

Y: coordinata Y. [m]

S.V.: si intende non verificato qualora lo spostamento relativo sia superiore al valore limite espresso nelle preferenze di analisi.

Questo capitolo mostra gli spostamenti estremi per ogni interpiano in ognuna delle combinazioni di carico.

Per spostamenti estremi si intendono i primi 5 spostamenti massimi tra tutti gli interpiani che condividono la stessa quota iniziale e la stessa quota finale.

limite SLD = 0,005

Nodo inferiore				Nodo superiore		Spost. rel.	Comb. N.b.	Spostamento inferiore		Spostamento superiore		S.V.
I.	Pos.			I.	Pos.			X	Y	X	Y	
	X	Y	Z		Z							
23	-0.375	23.95	-0.3	491	6.95	0.00155	SLD 1	0	0	-0.01078	-0.00319	si
17	-0.375	22.65	-0.3	479	6.95	0.001543	SLD 1	0	0	-0.01073	-0.00319	si
25	7.95	23.95	-0.3	500	6.95	0.001538	SLD 1	0	0	-0.01078	-0.00286	si
26	15.9	23.95	-0.3	507	6.95	0.001527	SLD 1	0	0	-0.01078	-0.00255	si
28	24.225	23.95	-0.3	516	6.95	0.001518	SLD 1	0	0	-0.01078	-0.00223	si
10	24.225	0	-0.3	466	6.95	0.001587	SLD 2	0	0	-0.01099	-0.0034	si
16	24.225	1.3	-0.3	478	6.95	0.001577	SLD 2	0	0	-0.01091	-0.0034	si
8	15.9	0	-0.3	457	6.95	0.001569	SLD 2	0	0	-0.01099	-0.00293	si
7	7.95	0	-0.3	450	6.95	0.001554	SLD 2	0	0	-0.01099	-0.00248	si
5	-0.375	0	-0.3	441	6.95	0.001541	SLD 2	0	0	-0.01099	-0.00201	si
23	-0.375	23.95	-0.3	491	6.95	0.00155	SLD 3	0	0	-0.01078	-0.00319	si
17	-0.375	22.65	-0.3	479	6.95	0.001543	SLD 3	0	0	-0.01073	-0.00319	si
25	7.95	23.95	-0.3	500	6.95	0.001538	SLD 3	0	0	-0.01078	-0.00286	si
26	15.9	23.95	-0.3	507	6.95	0.001527	SLD 3	0	0	-0.01078	-0.00255	si
28	24.225	23.95	-0.3	516	6.95	0.001518	SLD 3	0	0	-0.01078	-0.00223	si
10	24.225	0	-0.3	466	6.95	0.001587	SLD 4	0	0	-0.01099	-0.0034	si
16	24.225	1.3	-0.3	478	6.95	0.001577	SLD 4	0	0	-0.01091	-0.0034	si
8	15.9	0	-0.3	457	6.95	0.001569	SLD 4	0	0	-0.01099	-0.00293	si
7	7.95	0	-0.3	450	6.95	0.001554	SLD 4	0	0	-0.01099	-0.00248	si
5	-0.375	0	-0.3	441	6.95	0.001541	SLD 4	0	0	-0.01099	-0.00201	si
28	24.225	23.95	-0.3	516	6.95	0.00155	SLD 5	0	0	-0.01078	0.00318	si
18	24.225	22.65	-0.3	482	6.95	0.001544	SLD 5	0	0	-0.01073	0.00318	si
26	15.9	23.95	-0.3	507	6.95	0.001538	SLD 5	0	0	-0.01078	0.00285	si
25	7.95	23.95	-0.3	500	6.95	0.001528	SLD 5	0	0	-0.01078	0.00254	si
23	-0.375	23.95	-0.3	491	6.95	0.001518	SLD 5	0	0	-0.01078	0.00221	si
5	-0.375	0	-0.3	441	6.95	0.001585	SLD 6	0	0	-0.01098	0.00339	si

Nodo inferiore				Nodo superiore		Spost. rel.	Comb.	Spostamento inferiore		Spostamento superiore		S.V.
I.	Pos.			I.	Pos.			X	Y	X	Y	
	X	Y	Z		Z		N.b.					
15	-0.375	1.3	-0.3	475	6.95	0.001576	SLD 6	0	0	-0.01091	0.00339	si
7	7.95	0	-0.3	450	6.95	0.001567	SLD 6	0	0	-0.01098	0.00292	si
8	15.9	0	-0.3	457	6.95	0.001553	SLD 6	0	0	-0.01098	0.00247	si
10	24.225	0	-0.3	466	6.95	0.00154	SLD 6	0	0	-0.01098	0.002	si
28	24.225	23.95	-0.3	516	6.95	0.00155	SLD 7	0	0	-0.01078	0.00318	si
18	24.225	22.65	-0.3	482	6.95	0.001544	SLD 7	0	0	-0.01073	0.00318	si
26	15.9	23.95	-0.3	507	6.95	0.001538	SLD 7	0	0	-0.01078	0.00285	si
25	7.95	23.95	-0.3	500	6.95	0.001528	SLD 7	0	0	-0.01078	0.00254	si
23	-0.375	23.95	-0.3	491	6.95	0.001518	SLD 7	0	0	-0.01078	0.00221	si
5	-0.375	0	-0.3	441	6.95	0.001585	SLD 8	0	0	-0.01098	0.00339	si
15	-0.375	1.3	-0.3	475	6.95	0.001576	SLD 8	0	0	-0.01091	0.00339	si
7	7.95	0	-0.3	450	6.95	0.001567	SLD 8	0	0	-0.01098	0.00292	si
8	15.9	0	-0.3	457	6.95	0.001553	SLD 8	0	0	-0.01098	0.00247	si
10	24.225	0	-0.3	466	6.95	0.00154	SLD 8	0	0	-0.01098	0.002	si
23	-0.375	23.95	-0.3	491	6.95	0.001384	SLD 9	0	0	-0.00328	-0.00948	si
17	-0.375	22.65	-0.3	479	6.95	0.001382	SLD 9	0	0	-0.00323	-0.00948	si
15	-0.375	1.3	-0.3	475	6.95	0.00135	SLD 9	0	0	-0.00241	-0.00948	si
5	-0.375	0	-0.3	441	6.95	0.001348	SLD 9	0	0	-0.00236	-0.00948	si
25	7.95	23.95	-0.3	500	6.95	0.001343	SLD 9	0	0	-0.00328	-0.00916	si
10	24.225	0	-0.3	466	6.95	0.001425	SLD 10	0	0	-0.00351	-0.00971	si
16	24.225	1.3	-0.3	478	6.95	0.001421	SLD 10	0	0	-0.00343	-0.00971	si
18	24.225	22.65	-0.3	482	6.95	0.001374	SLD 10	0	0	-0.00221	-0.00971	si
28	24.225	23.95	-0.3	516	6.95	0.001372	SLD 10	0	0	-0.00214	-0.00971	si
8	15.9	0	-0.3	457	6.95	0.001363	SLD 10	0	0	-0.00351	-0.00924	si
23	-0.375	23.95	-0.3	491	6.95	0.001384	SLD 11	0	0	-0.00328	-0.00948	si
17	-0.375	22.65	-0.3	479	6.95	0.001382	SLD 11	0	0	-0.00323	-0.00948	si
15	-0.375	1.3	-0.3	475	6.95	0.00135	SLD 11	0	0	-0.00241	-0.00948	si
5	-0.375	0	-0.3	441	6.95	0.001348	SLD 11	0	0	-0.00236	-0.00948	si
25	7.95	23.95	-0.3	500	6.95	0.001343	SLD 11	0	0	-0.00328	-0.00916	si
10	24.225	0	-0.3	466	6.95	0.001425	SLD 12	0	0	-0.00351	-0.00971	si
16	24.225	1.3	-0.3	478	6.95	0.001421	SLD 12	0	0	-0.00343	-0.00971	si
18	24.225	22.65	-0.3	482	6.95	0.001374	SLD 12	0	0	-0.00221	-0.00971	si
28	24.225	23.95	-0.3	516	6.95	0.001372	SLD 12	0	0	-0.00214	-0.00971	si
8	15.9	0	-0.3	457	6.95	0.001363	SLD 12	0	0	-0.00351	-0.00924	si
23	-0.375	23.95	-0.3	491	6.95	0.000571	SLD 13	0	0	-0.00298	-0.00287	si
17	-0.375	22.65	-0.3	479	6.95	0.000569	SLD 13	0	0	-0.00296	-0.00287	si
25	7.95	23.95	-0.3	500	6.95	0.00056	SLD 13	0	0	-0.00298	-0.00276	si
26	15.9	23.95	-0.3	507	6.95	0.000551	SLD 13	0	0	-0.00298	-0.00266	si
15	-0.375	1.3	-0.3	475	6.95	0.000542	SLD 13	0	0	-0.00268	-0.00287	si
10	24.225	0	-0.3	466	6.95	0.000613	SLD 14	0	0	-0.00319	-0.00309	si
16	24.225	1.3	-0.3	478	6.95	0.000609	SLD 14	0	0	-0.00315	-0.00309	si
8	15.9	0	-0.3	457	6.95	0.000589	SLD 14	0	0	-0.00319	-0.00283	si
7	7.95	0	-0.3	450	6.95	0.000567	SLD 14	0	0	-0.00319	-0.00258	si
18	24.225	22.65	-0.3	482	6.95	0.000547	SLD 14	0	0	-0.00249	-0.00309	si
23	-0.375	23.95	-0.3	491	6.95	0.000571	SLD 15	0	0	-0.00298	-0.00287	si
17	-0.375	22.65	-0.3	479	6.95	0.000569	SLD 15	0	0	-0.00296	-0.00287	si
25	7.95	23.95	-0.3	500	6.95	0.00056	SLD 15	0	0	-0.00298	-0.00276	si
26	15.9	23.95	-0.3	507	6.95	0.000551	SLD 15	0	0	-0.00298	-0.00266	si
15	-0.375	1.3	-0.3	475	6.95	0.000542	SLD 15	0	0	-0.00268	-0.00287	si
10	24.225	0	-0.3	466	6.95	0.000613	SLD 16	0	0	-0.00319	-0.00309	si
16	24.225	1.3	-0.3	478	6.95	0.000609	SLD 16	0	0	-0.00315	-0.00309	si
8	15.9	0	-0.3	457	6.95	0.000589	SLD 16	0	0	-0.00319	-0.00283	si
7	7.95	0	-0.3	450	6.95	0.000567	SLD 16	0	0	-0.00319	-0.00258	si
18	24.225	22.65	-0.3	482	6.95	0.000547	SLD 16	0	0	-0.00249	-0.00309	si
28	24.225	23.95	-0.3	516	6.95	0.00057	SLD 17	0	0	-0.00298	0.00286	si
18	24.225	22.65	-0.3	482	6.95	0.000569	SLD 17	0	0	-0.00297	0.00286	si
26	15.9	23.95	-0.3	507	6.95	0.00056	SLD 17	0	0	-0.00298	0.00275	si
25	7.95	23.95	-0.3	500	6.95	0.00055	SLD 17	0	0	-0.00298	0.00264	si
16	24.225	1.3	-0.3	478	6.95	0.000541	SLD 17	0	0	-0.00268	0.00286	si
5	-0.375	0	-0.3	441	6.95	0.00061	SLD 18	0	0	-0.00319	0.00307	si
15	-0.375	1.3	-0.3	475	6.95	0.000607	SLD 18	0	0	-0.00315	0.00307	si
7	7.95	0	-0.3	450	6.95	0.000587	SLD 18	0	0	-0.00319	0.00282	si
8	15.9	0	-0.3	457	6.95	0.000565	SLD 18	0	0	-0.00319	0.00257	si
17	-0.375	22.65	-0.3	479	6.95	0.000546	SLD 18	0	0	-0.0025	0.00307	si
28	24.225	23.95	-0.3	516	6.95	0.00057	SLD 19	0	0	-0.00298	0.00286	si
18	24.225	22.65	-0.3	482	6.95	0.000569	SLD 19	0	0	-0.00297	0.00286	si
26	15.9	23.95	-0.3	507	6.95	0.00056	SLD 19	0	0	-0.00298	0.00275	si
25	7.95	23.95	-0.3	500	6.95	0.00055	SLD 19	0	0	-0.00298	0.00264	si
16	24.225	1.3	-0.3	478	6.95	0.000541	SLD 19	0	0	-0.00268	0.00286	si
5	-0.375	0	-0.3	441	6.95	0.00061	SLD 20	0	0	-0.00319	0.00307	si
15	-0.375	1.3	-0.3	475	6.95	0.000607	SLD 20	0	0	-0.00315	0.00307	si
7	7.95	0	-0.3	450	6.95	0.000587	SLD 20	0	0	-0.00319	0.00282	si
8	15.9	0	-0.3	457	6.95	0.000565	SLD 20	0	0	-0.00319	0.00257	si
17	-0.375	22.65	-0.3	479	6.95	0.000546	SLD 20	0	0	-0.0025	0.00307	si
28	24.225	23.95	-0.3	516	6.95	0.001386	SLD 21	0	0	-0.0033	0.00949	si
18	24.225	22.65	-0.3	482	6.95	0.001383	SLD 21	0	0	-0.00325	0.00949	si
16	24.225	1.3	-0.3	478	6.95	0.00135	SLD 21	0	0	-0.0024	0.00949	si
10	24.225	0	-0.3	466	6.95	0.001348	SLD 21	0	0	-0.00235	0.00949	si
26	15.9	23.95	-0.3	507	6.95	0.001342	SLD 21	0	0	-0.0033	0.00916	si
5	-0.375	0	-0.3	441	6.95	0.00142	SLD 22	0	0	-0.00349	0.00968	si
15	-0.375	1.3	-0.3	475	6.95	0.001416	SLD 22	0	0	-0.00342	0.00968	si
17	-0.375	22.65	-0.3	479	6.95	0.001371	SLD 22	0	0	-0.00223	0.00968	si
23	-0.375	23.95	-0.3	491	6.95	0.001368	SLD 22	0	0	-0.00216	0.00968	si
7	7.95	0	-0.3	450	6.95	0.00136	SLD 22	0	0	-0.00349	0.00922	si
28	24.225	23.95	-0.3	516	6.95	0.001386	SLD 23	0	0	-0.0033	0.00949	si
18	24.225	22.65	-0.3	482	6.95	0.001383	SLD 23	0	0	-0.00325	0.00949	si
16	24.225	1.3	-0.3	478	6.95	0.00135	SLD 23	0	0	-0.0024	0.00949	si
10	24.225	0	-0.3	466	6.95	0.001348	SLD 23	0	0	-0.00235	0.00949	si
26	15.9	23.95	-0.3	507	6.95	0.001342	SLD 23	0	0	-0.0033	0.00916	si
5	-0.375	0	-0.3	441	6.95	0.00142	SLD 24	0	0	-0.00349	0.00968	si
15	-0.375	1.3	-0.3	475	6.95	0.001416	SLD 24	0	0	-0.00342	0.00968	si
17	-0.375	22.65	-0.3	479	6.95	0.001371	SLD 24	0	0	-0.00223	0.00968	si
23	-0.375	23.95	-0.3	491	6.95	0.001368	SLD 24	0	0	-0.00216	0.00968	si

Nodo inferiore				Nodo superiore		Spost. rel.	Comb.	Spostamento inferiore		Spostamento superiore		S.V.
I.	Pos.			I.	Pos.			X	Y	X	Y	
	X	Y	Z		Z		N.b.					
7	7.95	0	-0.3	450	6.95	0.00136	SLD 24	0	0	-0.00349	0.00922	si
5	-0.375	0	-0.3	441	6.95	0.001422	SLD 25	0	0	0.00405	-0.00948	si
15	-0.375	1.3	-0.3	475	6.95	0.00142	SLD 25	0	0	0.004	-0.00948	si
7	7.95	0	-0.3	450	6.95	0.001382	SLD 25	0	0	0.00405	-0.00916	si
17	-0.375	22.65	-0.3	479	6.95	0.00138	SLD 25	0	0	0.00319	-0.00948	si
23	-0.375	23.95	-0.3	491	6.95	0.001378	SLD 25	0	0	0.00314	-0.00948	si
28	24.225	23.95	-0.3	516	6.95	0.001464	SLD 26	0	0	0.00428	-0.00972	si
18	24.225	22.65	-0.3	482	6.95	0.00146	SLD 26	0	0	0.00421	-0.00972	si
26	15.9	23.95	-0.3	507	6.95	0.001404	SLD 26	0	0	0.00428	-0.00924	si
16	24.225	1.3	-0.3	478	6.95	0.001402	SLD 26	0	0	0.00298	-0.00972	si
10	24.225	0	-0.3	466	6.95	0.001399	SLD 26	0	0	0.00291	-0.00972	si
5	-0.375	0	-0.3	441	6.95	0.001422	SLD 27	0	0	0.00405	-0.00948	si
15	-0.375	1.3	-0.3	475	6.95	0.00142	SLD 27	0	0	0.004	-0.00948	si
7	7.95	0	-0.3	450	6.95	0.001382	SLD 27	0	0	0.00405	-0.00916	si
17	-0.375	22.65	-0.3	479	6.95	0.00138	SLD 27	0	0	0.00319	-0.00948	si
23	-0.375	23.95	-0.3	491	6.95	0.001378	SLD 27	0	0	0.00314	-0.00948	si
28	24.225	23.95	-0.3	516	6.95	0.001464	SLD 28	0	0	0.00428	-0.00972	si
18	24.225	22.65	-0.3	482	6.95	0.00146	SLD 28	0	0	0.00421	-0.00972	si
26	15.9	23.95	-0.3	507	6.95	0.001404	SLD 28	0	0	0.00428	-0.00924	si
16	24.225	1.3	-0.3	478	6.95	0.001402	SLD 28	0	0	0.00298	-0.00972	si
10	24.225	0	-0.3	466	6.95	0.001399	SLD 28	0	0	0.00291	-0.00972	si
5	-0.375	0	-0.3	441	6.95	0.000651	SLD 29	0	0	0.00375	-0.00287	si
15	-0.375	1.3	-0.3	475	6.95	0.00065	SLD 29	0	0	0.00373	-0.00287	si
7	7.95	0	-0.3	450	6.95	0.000642	SLD 29	0	0	0.00375	-0.00276	si
8	15.9	0	-0.3	457	6.95	0.000634	SLD 29	0	0	0.00375	-0.00266	si
10	24.225	0	-0.3	466	6.95	0.000625	SLD 29	0	0	0.00375	-0.00255	si
28	24.225	23.95	-0.3	516	6.95	0.000694	SLD 30	0	0	0.00397	-0.00309	si
18	24.225	22.65	-0.3	482	6.95	0.000689	SLD 30	0	0	0.00393	-0.00309	si
26	15.9	23.95	-0.3	507	6.95	0.000672	SLD 30	0	0	0.00397	-0.00283	si
25	7.95	23.95	-0.3	500	6.95	0.000653	SLD 30	0	0	0.00397	-0.00258	si
23	-0.375	23.95	-0.3	491	6.95	0.000634	SLD 30	0	0	0.00397	-0.00233	si
5	-0.375	0	-0.3	441	6.95	0.000651	SLD 31	0	0	0.00375	-0.00287	si
15	-0.375	1.3	-0.3	475	6.95	0.00065	SLD 31	0	0	0.00373	-0.00287	si
7	7.95	0	-0.3	450	6.95	0.000642	SLD 31	0	0	0.00375	-0.00276	si
8	15.9	0	-0.3	457	6.95	0.000634	SLD 31	0	0	0.00375	-0.00266	si
10	24.225	0	-0.3	466	6.95	0.000625	SLD 31	0	0	0.00375	-0.00255	si
28	24.225	23.95	-0.3	516	6.95	0.000694	SLD 32	0	0	0.00397	-0.00309	si
18	24.225	22.65	-0.3	482	6.95	0.000689	SLD 32	0	0	0.00393	-0.00309	si
26	15.9	23.95	-0.3	507	6.95	0.000672	SLD 32	0	0	0.00397	-0.00283	si
25	7.95	23.95	-0.3	500	6.95	0.000653	SLD 32	0	0	0.00397	-0.00258	si
23	-0.375	23.95	-0.3	491	6.95	0.000634	SLD 32	0	0	0.00397	-0.00233	si
10	24.225	0	-0.3	466	6.95	0.000651	SLD 33	0	0	0.00376	0.00286	si
16	24.225	1.3	-0.3	478	6.95	0.000649	SLD 33	0	0	0.00374	0.00286	si
8	15.9	0	-0.3	457	6.95	0.000642	SLD 33	0	0	0.00376	0.00275	si
7	7.95	0	-0.3	450	6.95	0.000633	SLD 33	0	0	0.00376	0.00264	si
5	-0.375	0	-0.3	441	6.95	0.000625	SLD 33	0	0	0.00376	0.00253	si
23	-0.375	23.95	-0.3	491	6.95	0.000691	SLD 34	0	0	0.00396	0.00307	si
17	-0.375	22.65	-0.3	479	6.95	0.000687	SLD 34	0	0	0.00392	0.00307	si
25	7.95	23.95	-0.3	500	6.95	0.000671	SLD 34	0	0	0.00396	0.00282	si
26	15.9	23.95	-0.3	507	6.95	0.000652	SLD 34	0	0	0.00396	0.00257	si
28	24.225	23.95	-0.3	516	6.95	0.000633	SLD 34	0	0	0.00396	0.00232	si
10	24.225	0	-0.3	466	6.95	0.000651	SLD 35	0	0	0.00376	0.00286	si
16	24.225	1.3	-0.3	478	6.95	0.000649	SLD 35	0	0	0.00374	0.00286	si
8	15.9	0	-0.3	457	6.95	0.000642	SLD 35	0	0	0.00376	0.00275	si
7	7.95	0	-0.3	450	6.95	0.000633	SLD 35	0	0	0.00376	0.00264	si
5	-0.375	0	-0.3	441	6.95	0.000625	SLD 35	0	0	0.00376	0.00253	si
23	-0.375	23.95	-0.3	491	6.95	0.000691	SLD 36	0	0	0.00396	0.00307	si
17	-0.375	22.65	-0.3	479	6.95	0.000687	SLD 36	0	0	0.00392	0.00307	si
25	7.95	23.95	-0.3	500	6.95	0.000671	SLD 36	0	0	0.00396	0.00282	si
26	15.9	23.95	-0.3	507	6.95	0.000652	SLD 36	0	0	0.00396	0.00257	si
28	24.225	23.95	-0.3	516	6.95	0.000633	SLD 36	0	0	0.00396	0.00232	si
10	24.225	0	-0.3	466	6.95	0.001424	SLD 37	0	0	0.00407	0.00949	si
16	24.225	1.3	-0.3	478	6.95	0.001421	SLD 37	0	0	0.00402	0.00949	si
8	15.9	0	-0.3	457	6.95	0.001382	SLD 37	0	0	0.00407	0.00916	si
18	24.225	22.65	-0.3	482	6.95	0.00138	SLD 37	0	0	0.00317	0.00949	si
28	24.225	23.95	-0.3	516	6.95	0.001378	SLD 37	0	0	0.00312	0.00949	si
23	-0.375	23.95	-0.3	491	6.95	0.00146	SLD 38	0	0	0.00426	0.00968	si
17	-0.375	22.65	-0.3	479	6.95	0.001456	SLD 38	0	0	0.00419	0.00968	si
25	7.95	23.95	-0.3	500	6.95	0.001401	SLD 38	0	0	0.00426	0.00922	si
15	-0.375	1.3	-0.3	475	6.95	0.001399	SLD 38	0	0	0.003	0.00968	si
5	-0.375	0	-0.3	441	6.95	0.001396	SLD 38	0	0	0.00293	0.00968	si
10	24.225	0	-0.3	466	6.95	0.001424	SLD 39	0	0	0.00407	0.00949	si
16	24.225	1.3	-0.3	478	6.95	0.001421	SLD 39	0	0	0.00402	0.00949	si
8	15.9	0	-0.3	457	6.95	0.001382	SLD 39	0	0	0.00407	0.00916	si
18	24.225	22.65	-0.3	482	6.95	0.00138	SLD 39	0	0	0.00317	0.00949	si
28	24.225	23.95	-0.3	516	6.95	0.001378	SLD 39	0	0	0.00312	0.00949	si
23	-0.375	23.95	-0.3	491	6.95	0.00146	SLD 40	0	0	0.00426	0.00968	si
17	-0.375	22.65	-0.3	479	6.95	0.001456	SLD 40	0	0	0.00419	0.00968	si
25	7.95	23.95	-0.3	500	6.95	0.001401	SLD 40	0	0	0.00426	0.00922	si
15	-0.375	1.3	-0.3	475	6.95	0.001399	SLD 40	0	0	0.003	0.00968	si
5	-0.375	0	-0.3	441	6.95	0.001396	SLD 40	0	0	0.00293	0.00968	si
5	-0.375	0	-0.3	441	6.95	0.001652	SLD 41	0	0	0.01155	-0.00318	si
15	-0.375	1.3	-0.3	475	6.95	0.001645	SLD 41	0	0	0.0115	-0.00318	si
7	7.95	0	-0.3	450	6.95	0.001641	SLD 41	0	0	0.01155	-0.00286	si
8	15.9	0	-0.3	457	6.95	0.001631	SLD 41	0	0	0.01155	-0.00255	si
10	24.225	0	-0.3	466	6.95	0.001622	SLD 41	0	0	0.01155	-0.00223	si
28	24.225	23.95	-0.3	516	6.95	0.001689	SLD 42	0	0	0.01176	-0.00341	si
18	24.225	22.65	-0.3	482	6.95	0.001679	SLD 42	0	0	0.01169	-0.00341	si
26	15.9	23.95	-0.3	507	6.95	0.001672	SLD 42	0	0	0.01176	-0.00293	si
25	7.95	23.95	-0.3	500	6.95	0.001658	SLD 42	0	0	0.01176	-0.00248	si
23	-0.375	23.95	-0.3	491	6.95	0.001646	SLD 42	0	0	0.01176	-0.00201	si
5	-0.375	0	-0.3	441	6.95	0.001652	SLD 43	0	0	0.01155	-0.00318	si
15	-0.375	1.3	-0.3	475	6.95	0.001645	SLD 43	0	0	0.0115	-0.00318	si

Nodo inferiore				Nodo superiore		Spost. rel.	Comb.	Spostamento inferiore		Spostamento superiore		S.V.
I.	Pos.			I.	Pos.		N.b.	X	Y	X	Y	
	X	Y	Z		Z							
7	7.95	0	-0.3	450	6.95	0.001641	SLD 43	0	0	0.01155	-0.00286	si
8	15.9	0	-0.3	457	6.95	0.001631	SLD 43	0	0	0.01155	-0.00255	si
10	24.225	0	-0.3	466	6.95	0.001622	SLD 43	0	0	0.01155	-0.00223	si
28	24.225	23.95	-0.3	516	6.95	0.001689	SLD 44	0	0	0.01176	-0.00341	si
18	24.225	22.65	-0.3	482	6.95	0.001679	SLD 44	0	0	0.01169	-0.00341	si
26	15.9	23.95	-0.3	507	6.95	0.001672	SLD 44	0	0	0.01176	-0.00293	si
25	7.95	23.95	-0.3	500	6.95	0.001658	SLD 44	0	0	0.01176	-0.00248	si
23	-0.375	23.95	-0.3	491	6.95	0.001646	SLD 44	0	0	0.01176	-0.00201	si
10	24.225	0	-0.3	466	6.95	0.001652	SLD 45	0	0	0.01155	0.00318	si
16	24.225	1.3	-0.3	478	6.95	0.001646	SLD 45	0	0	0.0115	0.00318	si
8	15.9	0	-0.3	457	6.95	0.001641	SLD 45	0	0	0.01155	0.00285	si
7	7.95	0	-0.3	450	6.95	0.001631	SLD 45	0	0	0.01155	0.00254	si
5	-0.375	0	-0.3	441	6.95	0.001622	SLD 45	0	0	0.01155	0.00221	si
23	-0.375	23.95	-0.3	491	6.95	0.001688	SLD 46	0	0	0.01176	0.00339	si
17	-0.375	22.65	-0.3	479	6.95	0.001678	SLD 46	0	0	0.01168	0.00339	si
25	7.95	23.95	-0.3	500	6.95	0.001671	SLD 46	0	0	0.01176	0.00292	si
26	15.9	23.95	-0.3	507	6.95	0.001657	SLD 46	0	0	0.01176	0.00247	si
28	24.225	23.95	-0.3	516	6.95	0.001645	SLD 46	0	0	0.01176	0.002	si
10	24.225	0	-0.3	466	6.95	0.001652	SLD 47	0	0	0.01155	0.00318	si
16	24.225	1.3	-0.3	478	6.95	0.001646	SLD 47	0	0	0.0115	0.00318	si
8	15.9	0	-0.3	457	6.95	0.001641	SLD 47	0	0	0.01155	0.00285	si
7	7.95	0	-0.3	450	6.95	0.001631	SLD 47	0	0	0.01155	0.00254	si
5	-0.375	0	-0.3	441	6.95	0.001622	SLD 47	0	0	0.01155	0.00221	si
23	-0.375	23.95	-0.3	491	6.95	0.001688	SLD 48	0	0	0.01176	0.00339	si
17	-0.375	22.65	-0.3	479	6.95	0.001678	SLD 48	0	0	0.01168	0.00339	si
25	7.95	23.95	-0.3	500	6.95	0.001671	SLD 48	0	0	0.01176	0.00292	si
26	15.9	23.95	-0.3	507	6.95	0.001657	SLD 48	0	0	0.01176	0.00247	si
28	24.225	23.95	-0.3	516	6.95	0.001645	SLD 48	0	0	0.01176	0.002	si

6.3. VERIFICA DELLA STRUTTURA DI COPERTURA

Gli elementi di copertura vengono analizzati a carichi statici per verificare se la resistenza e rigidezza degli elementi permettono di soddisfare le verifiche in funzione dei carichi agenti calcolati secondo la normativa vigente, e dei nuovi sovraccarichi dovuti ai carichi appesi ai tegoli di copertura.

6.3.1. VERIFICA DEI TEGOLI A TT

Il carico sollecitante ciascun tegolo, calcolato a metro lineare, agli SLU è pari a:

$$q_{sd} = pp_{\text{tegolo}} + pp_{\text{cappa+guaina}} \cdot b_{\text{tegolo}} + 1.3 \cdot q_{\text{carichi,appesi}} + 1.5 \cdot q_{\text{neve}} \cdot b_{\text{tegolo}} =$$

$$= 8.35 + 1.25 \cdot 2.42 + 1.3 \cdot 0.33 + 1.5 \cdot 1.5 \cdot 2.42 = 17.25 \text{ kN/m}$$

Avendo adottato $\gamma_g=1$ per i carichi permanenti delle strutture esistenti

Il momento sollecitante massimo agli SLU è quindi:

$$M_{sd} = \frac{q_{sd} \cdot l^2}{8} = \frac{17.25 \cdot 24.40^2}{8} = 1283.70 \text{ kNm}$$

Il taglio sollecitante massimo agli SLU è invece pari a:

$$V_{sd} = \frac{q_{sd} \cdot l}{2} = \frac{17.25 \cdot 24.40}{2} = 210.45 \text{ kN}$$

Il momento resistente del tegolo preteso viene calcolato con il software di calcolo VcaSlu inserendo le caratteristiche geometriche e di tiro dei trefoli presenti.

Si ottiene quindi:

Titolo :

N° Vertici **Zoom** **N° barre** **Zoom**

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	242	0
3	242	-8
4	200	-8
5	190	-16
6	190	-43

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	1.13	59	-80
2	1.13	183	-80
3	0.57	180	-65
4	0.57	63	-65
5	0.28	187	-65
6	0.28	55	-65

Tipo Sezione
☐ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☒ Coord.

Armatura Precompressione
N° cavi **Zoom**

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]	σ_{se} [MPa]
1	1	59	-77	14
2	1	59	-74	14
3	1	59	-71	14
4	1	59	-68.5	14
5	1	59	-64	14
6	1	59	-60.5	14

Sollecitazioni
 S.L.U. ☒ Metodo n ☐

N° Ed **0** kN
M_x Ed **0** kNm
M_y Ed **0**

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Cavo snervato

Metodo di calcolo
☒ S.L.U. + ☐ S.L.U. - ☐ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Devia

N° rett.
Calcola MRd **Dominio M-N**
L₀ cm **Col. modello**

☒ Precompresso

Materiali
FeB44k **C16/20**
 ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} N/mm²
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$ N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} N/mm²
 τ_{c1} N/mm²

M_{xRd} kNm

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
d cm
x **x/d**
 δ

Tipo cavo
 ϵ_{su} ‰
 f_{yd} N/mm²
 E_s/E_c ϵ_{syd} ‰
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm²
 σ_{sp} N/mm²
 ϵ_{sp} ‰ compresa predef.

Il momento resistente è pari a $M_{Rd}=1352.00$ kNm; la verifica risulta quindi soddisfatta.

La resistenza a taglio è calcolata di seguito con un foglio di calcolo che permette la definizione della resistenza per una sezione rettangolare. A favore di sicurezza si considerano quindi le due sezioni rettangolari 80x800 mm delle anime dei tegoli, con l'armatura a taglio presente agli appoggi.

CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE			
Base	b (mm)	80	
Altezza	h (mm)	800	
Staffe	ϕ_{st} (mm)	6	
n° bracci	n° b	2	
Area staffatura	A_{sw} (mm ²)	56,5	
Passo staffe	s_{st} (mm)	100	
Copriferro superiore	c' (mm)	20	
Ø ferri compressi	ϕ' (mm)	4	
n° ferri compressi	n'	4	
d'	d' (mm)	28	
Copriferro inferiore	c (mm)	20	
Ø ferri tesi	ϕ (mm)	12	
n° ferri tesi	n	1	
d	d (mm)	768	
Area ferro compresso	A_s' (mm ²)	50	
Area ferro teso	A_s (mm ²)	198	
Classe calcestruzzo		C16/20	
Resistenza di progetto	f_{cd} (MPa)	9,41	
Modulo elastico	E_{CLS} (MPa)	28821	
Classe acciaio		Feb44k	
Tensione snerv. di progetto	f_{yd} (MPa)	382,6	
Modulo elastico	E_s (MPa)	206000	

VERIFICA A TAGLIO agli SLU			
Elementi senza armatura trasversale			
% armatura longitudinale	ρ	0,0032	
Tensione media di compressione			
in condizione non sismica	σ_{cp} (N/mm ²)	0,00	
Tensione media di compressione			
in condizione sismica	σ_{cp} (N/mm ²)	0,00	
Resistenza a taglio in condizione non sismica			
	$V_{Rd,x}$ (kN)	19,47	
Verifica	$V_{Rd,x} > V_{Sd,x}$		Non soddisfatta armare a taglio
Resistenza a taglio in condizione sismica			
	$V_{Rd,x}$ (kN)	19,47	
Verifica	$V_{Rd,x} > V_{Sd,x}$		Non soddisfatta armare a taglio
Verifica armatura longitudinale			
Area ferro teso	A_s (mm ²)	198	
Forza resistente a trazione	$A_s f_{yd}$ (kN)	76	
$A_s f_{yd} > \max(V_{Sd}, V_{Ed})$			Non soddisfatta
Elementi con armatura trasversale - Taglio x-x			
Ferri piegati			
n°	0	ϕ (mm)	14
passo (cm)	25	α (°)	45
A_{fp} (cm ² /passo)	0,00	A_{fp} (cm ² /m)	0,00
Staffe			
A_{st} (cm ² /passo)	0,57	A_{st} (cm ² /m)	5,65
$A_{st,min}$ (cm ² /m)	1,95		
α_c	1	f'_{cd}	4,70
$\cot\theta$ (calcolo)	0,86	θ (°)	49,3
$\cot\theta$ (assunto)	1,00	θ (°)	45,0
V_{Rsd} (kN)	149,55	V_{Rcd} (kN)	130,04
		V_{Rdu} (kN)	130,04
Resistenza a taglio in condizione non sismica			
Verifica	$V_{Rd,x} > V_{Sd,x}$		Soddisfatta
Resistenza a taglio in condizione sismica			
Verifica	$V_{Rd,x} > V_{Ed,x}$		Soddisfatta

La resistenza a taglio per ogni anima del tegolo è pari a 130.40 kN.

La verifica risulta quindi soddisfatta in quanto:

$$V_{Sd} = 210.45/2 = 105.25 \text{ kN} < V_{Rd} = 130.04 \text{ kN}$$

6.3.2. VERIFICA DELLA TRAVE DI COPERTURA

Il carico sollecitante la trave su cui poggiano i tegoli, calcolato a metro lineare, agli SLU è pari a:

$$q_{sd} = \frac{q_{Sd,tego} \cdot l}{2 \cdot b_{tego}} + pp_{trave} = \frac{17.25 \cdot 24.40}{2 \cdot 2.42} + 6.50 \text{ kN/m} = 93.50 \text{ kN/m}$$

Avendo adottato $\gamma_g = 1$ per i carichi permanenti delle strutture esistenti

Il momento sollecitante massimo agli SLU è quindi:

$$M_{Sd} = \frac{q_{sd} \cdot l^2}{8} = \frac{93.50 \cdot 8^2}{8} = 748 \text{ kNm}$$

Il taglio sollecitante massimo agli SLU è invece pari a:

$$V_{Sd} = \frac{q_{sd} \cdot l}{2} = \frac{93.50 \cdot 8}{2} = 374 \text{ kN}$$

Il momento resistente della trave pretesa viene calcolato con il software di calcolo VcaSlu inserendo le caratteristiche geometriche e di tiro dei trefoli presenti. Si ottiene quindi:

Titolo : _____

N° figure elementari **Zoom** **N° strati barre** **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	50	20
2	20	80

N°	As [cm²]	d [cm]
1	0,5	98
2	0,57	78
3	0,57	58
4	0,57	38
5	0,82	18
6	3,14	2

Sollecitazioni
S.L.U. **Metodo n**
N_{Ed} **kN**
M_{Ed} **kNm**
M_{yEd} **kNm**

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Cavo snervato

M_{Rd} **kN m**

Materiali
FeB44k **C25/30**
 ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$ N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} N/mm²
 τ_{cl} N/mm²

Tipo Sezione
☐ Rettan.re ☐ Trapezi
☒ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Armatura Precompressione
N° strati cavi **Zoom**

N°	As [cm²]	d [cm]	σ_{sp} [N/mm²]
1	3	95	14
2	3	90	14
3	2	80	14

Tipo cavo
 ϵ_{su} ‰
 f_{yd} N/mm²
 E_s/E_c ‰
 ϵ_{syd} ‰
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm²

Metodo di calcolo
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.- ☐ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

Calcola MRd **Dominio M-N**
N° rett.
L₀ cm **Col. modello**

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
d cm
x **x/d**
 δ

σ_{sp} N/mm²
 ϵ_{sp} ‰ compressa predef.

☒ Precompresso

Il momento resistente è pari a $M_{Rd}=968.50$ kNm; la verifica risulta quindi soddisfatta.

La resistenza a taglio è calcolata di seguito con un foglio di calcolo che permette la definizione della resistenza per una sezione rettangolare. A favore di sicurezza si considerano quindi la sezione rettangolari 200x1000 con l'armatura a taglio presente agli appoggi.

CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE			
Base	b (mm)	200	
Altezza	h (mm)	1000	
Staffe	ϕ_{st} (mm)	6	
n° bracci	n° b	2	
Area staffatura	A_{sw} (mm ²)	56,5	
Passo staffe	s_{st} (mm)	110	
Copriferro superiore	c' (mm)	20	
Ø ferri compressi	ϕ' (mm)	4	
n° ferri compressi	n'	4	
d'	d' (mm)	28	
Copriferro inferiore	c (mm)	20	
Ø ferri tesi	ϕ (mm)	16	
n° ferri tesi	n	2	
d	d (mm)	966	
Area ferro compresso	A_s' (mm ²)	50	
Area ferro teso	A_s (mm ²)	487	
Classe calcestruzzo		C25/30	
Resistenza di progetto	f_{cd} (MPa)	14,11	
Modulo elastico	E_{CLS} (MPa)	31447	
Classe acciaio		Feb44k	
Tensione snerv. di progetto	f_{yd} (MPa)	382,6	
Modulo elastico	E_s (MPa)	206000	

VERIFICA A TAGLIO agli SLU			
Elementi senza armatura trasversale			
% armatura longitudinale	ρ	0,0025	
Tensione media di compressione			
in condizione non sismica	σ_{cp} (N/mm ²)	0,00	
Tensione media di compressione			
in condizione sismica	σ_{cp} (N/mm ²)	0,00	
Resistenza a taglio in condizione non sismica			
	$V_{Rd,x}$ (kN)	62,22	
Verifica	$V_{Rd,x} > V_{Sd,x}$		Non soddisfatta armare a taglio
Resistenza a taglio in condizione sismica			
	$V_{Rd,x}$ (kN)	62,22	
Verifica	$V_{Rd,x} > V_{Sd,x}$		Non soddisfatta armare a taglio
Verifica armatura longitudinale			
Area ferro teso	A_s (mm ²)	487	
Forza resistente a trazione	$A_s f_{yd}$ (kN)	186	
	$A_s f_{yd} > \max(V_{Sd}, V_{Ed})$		Non soddisfatta
Elementi con armatura trasversale - Taglio x-x			
Ferri piegati			
n°	0	ϕ (mm)	14
passo (cm)	25	α (°)	45
Afp (cm ² /passo)	0,00	Afp (cm ² /m)	0,00
Staffe			
Ast (cm ² /passo)	0,57	Ast (cm ² /m)	5,14
Ast,min (cm ² /m)	3,45		
α_c	1	f'_{cd}	7,06
cotg θ (calcolo)	2,48	θ (°)	21,9
cotg θ (assunto)	2,48	θ (°)	21,9
V_{Rsd} (kN)	424,89	V_{Rcd} (kN)	424,89
		V_{Rdu} (kN)	424,89
Resistenza a taglio in condizione non sismica			
Verifica	$V_{Rd,x} > V_{Sd,x}$		Soddisfatta
Resistenza a taglio in condizione sismica			
Verifica	$V_{Rd,x} > V_{Ed,x}$		Soddisfatta

La verifica risulta quindi soddisfatta in quanto:

$$V_{Sd}=374 \text{ kN} < V_{Rd}=424.90 \text{ kN}$$

6.3.3. VERIFICA DEI COLLEGAMENTI TEGOLO-TEGOLO

Il taglio sollecitante la connessione tegolo-tegolo è calcolata in maniera semplificata considerando la massa di ciascun elemento e moltiplicandolo per l'accelerazione che si ha a livello di copertura.

La massa sismica di ciascun tegolo è pari a:

$$W_{\text{tegolo}} = (pp_{\text{tegolo}} + pp_{\text{cappa+guaina}} \cdot b_{\text{tegolo}} + q_{\text{carichi}}) \cdot l = (8.35 + 1.25 \cdot 2.42 + 0.33) \cdot 24.90 = 291.50 \text{ kN}$$

Il taglio tra tegolo e tegolo è quindi pari a:

$$V_{\text{connessione}} = W_{\text{tegolo}} \cdot S_d = 291.50 \cdot 0.36 = 105 \text{ kN}$$

La connessione tra tegolo e tegolo è realizzata mediante due differenti sistemi. I tegoli risultano connessi all'estremità mediante un profilo continuo L 200x200x16 mm connesso al tegolo con barre filettate M16 e ai terzi della lunghezza da un piatto irrigidito fissato alle ali del tegolo con barre filettate 3+3 M12.

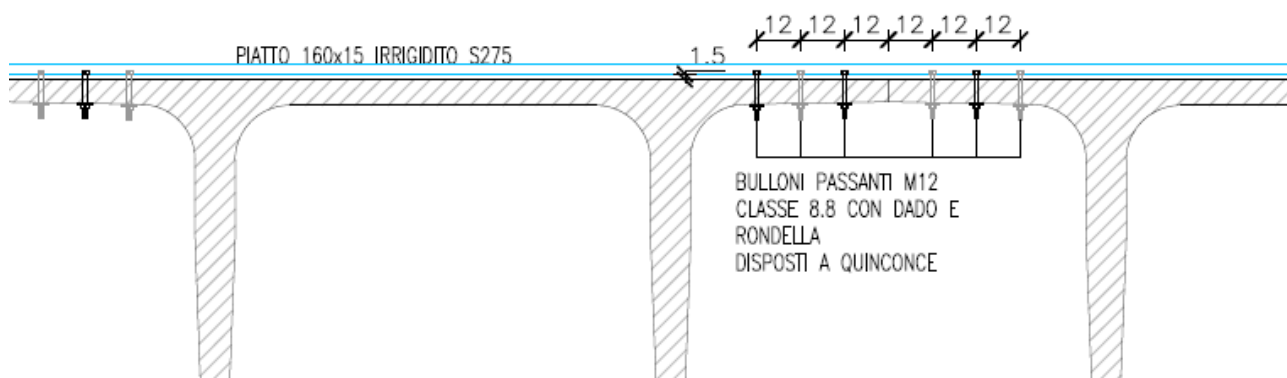


Figura 14: particolare della connessione tegolo-tegolo disposto ai terzi della lunghezza del tegolo

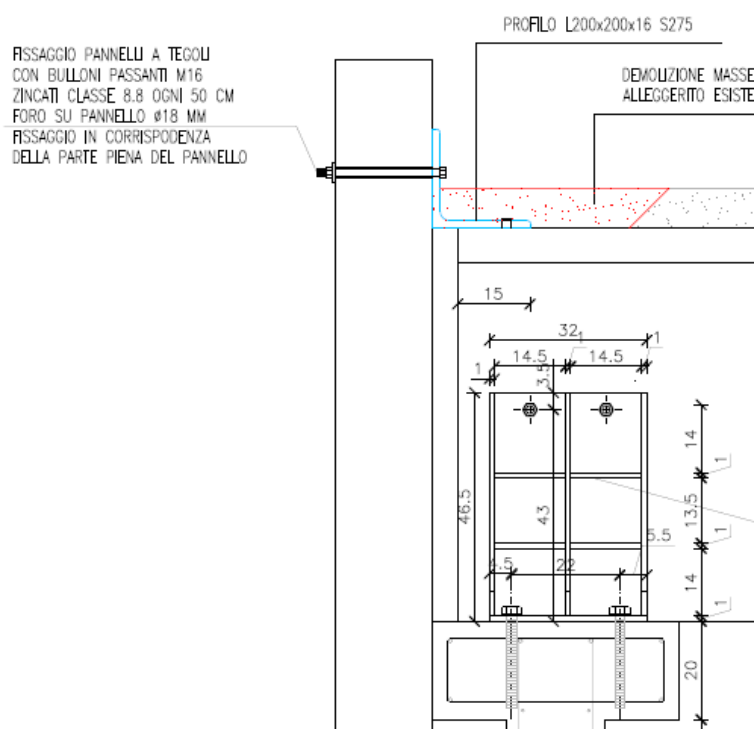


Figura 15: particolare della connessione tegolo-tegolo all'estremità del tegolo

La resistenza a taglio del profilo ad L 200x200x16 mm in acciaio S275 risulta pari a:

$$V_{Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{2976 \cdot 275}{\sqrt{3} \cdot 1.05} = 450 \text{ kN}$$

Ed è quindi in grado di resistere alle sollecitazioni che transitano nella connessione.

La resistenza a taglio del piatto 150x15 mm in acciaio S275 risulta pari a:

$$V_{Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{2040 \cdot 275}{\sqrt{3} \cdot 1.05} = 308 \text{ kN}$$

Ed è quindi in grado di resistere alle sollecitazioni che transitano nella connessione.

Considerando a favore di sicurezza e semplicità tutte le barre filettate presenti nel sistema di connessione dello stesso diametro, ossia M12, si ottiene una sollecitazione pari a:

$$V_{sd} = \frac{105}{10} = 10.5 \text{ kN} \leq V_{Rd} = \frac{0.6 \cdot A_{res} \cdot f_y}{\gamma_{M2}} = \frac{0.6 \cdot 84.3 \cdot 640}{1.25} = 25.9 \text{ kN}$$

6.3.4. VERIFICA DEI COLLEGAMENTI TEGOLO-TRAVE

La connessione tra il tegolo e la trave viene realizzata mediante opportune staffe ad "U" in acciaio sagomate sui tegoli e irrigidite con piatti in acciaio, connesse al tegolo con barre filettate M16 passanti nell'ala e all'ala superiore della trave con barre filettate M16 inghisate con resina.

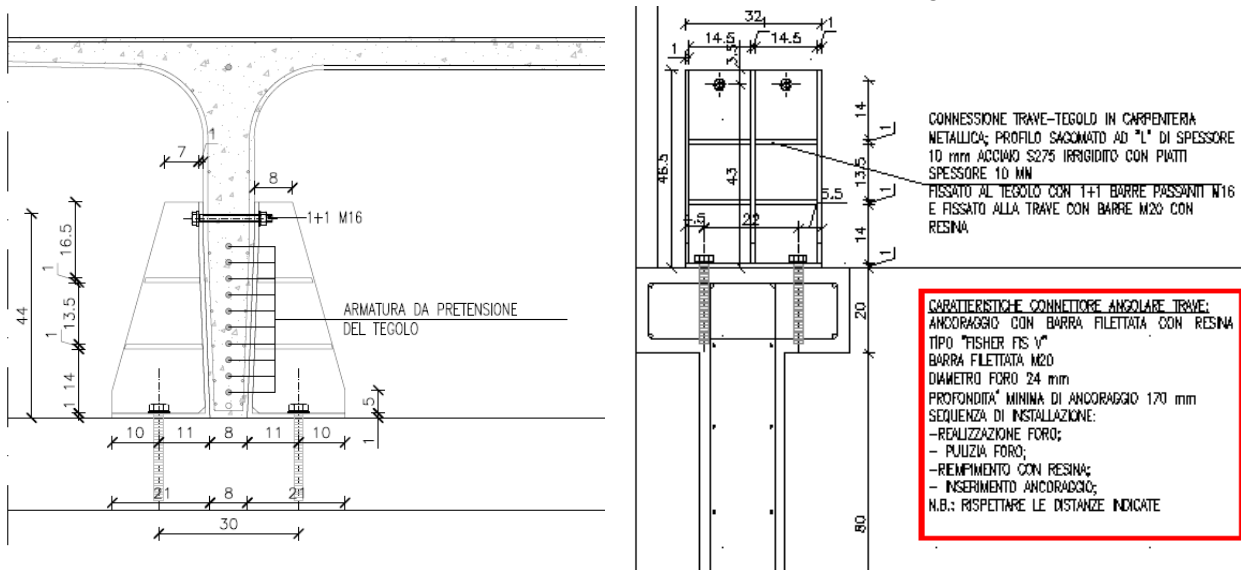


Figura 16: particolare della connessione tegolo-trave

Il dimensionamento della connessione viene analogamente calcolato in maniera semplificata.

Il peso sismico dell'intera copertura è pari a:

$$W_{copertura} = W_{tegolo} \cdot n_{tegoli} = 291.50kN \cdot 10 = 2915kN$$

Su ciascuna connessione trave-tegolo agisce quindi un taglio pari a:

$$V_{connessione} = \frac{W_{copertura} \cdot S_d}{n_{connettori}} = \frac{2915 \cdot 0.36}{40} = 26.25kN$$

La connessione tra tegolo e angolare viene realizzata con 2 bulloni passanti M16 classe 8.8. Di seguito si riporta la verifica:

$$V_{sd} = 26.25kN \leq V_{Rd} = \frac{0.6 \cdot A_{res} \cdot f_y}{\gamma_{M2}} \cdot n_{bulloni} = \frac{0.6 \cdot 157 \cdot 640}{1.25} \cdot 2 = 96.46kN$$

La connessione tra trave e angolare viene realizzata con 4 barre filettate M20 classe 8.8. inghisati con resina.

Di seguito si riporta la verifica:

n° tasselli tra angolare e trave		
n	4,00	numero di barre filettate nella connessione
M	20,00 mm	diametro della barra
V _{sd}	6,43 kN	taglio su ciascuna barra
H	0,41 m	braccio tra forza e barra filettata
M _{sd}	10,41 kNm	Momento dovuto all'eccentricità del carico
i	0,21 m	interasse tra le barre
T _{sd}	24,79 kN	Trazione generata nel bullone
N _{Rd,0}	41,70 kN	Trazione resistente del sistema barra-cls
Cedimento cono cls		
f _s	0,93	coefficiente riduttivo per l'interasse
f _c	0,76	coefficiente riduttivo per la distanza dal bordo
N _{rd,c}	29,40 kN	Trazione resistente per cedimento del cono di cls
T _{sd}	<	N _{rd,c}
24,79	<	29,40
VERIFICATO		
Frattura del cls (splitting)		
f _{s,sp}	0,92	coefficiente riduttivo per l'interasse
f _{c,sp}	0,67	coefficiente riduttivo per la distanza dal bordo
N _{rd,c,sp}	25,74 kN	Trazione resistente per splitting
Verifica		
T _{sd}	<	N _{rd,c,sp}
24,79	<	25,74
VERIFICATO		

$$V_{sd} = 26.25kN \leq V_{Rd} = \frac{0.6 \cdot A_{res} \cdot f_y}{\gamma_{M2}} \cdot n_{bulloni} = \frac{0.6 \cdot 157 \cdot 640}{1.25} \cdot 2 = 96.46kN$$

6.3.5. VERIFICA DEI COLLEGAMENTI TRAVE-PILASTRO

I collegamenti trave-pilastro sono stati progettati con due sistemi differenti, uno nei pilastri centrali ove è presente il controvento e denominati “particolare P2” negli elaborati grafici, e l'altro nei pilastri d'estremità e contraddistinti come “particolari P1”.

Il particolare tipo P1 è realizzato con un profilo laminato angolare L 150x100x12 mm opportunamente irrigidito con fazzoletti di rinforzo e connesso alla trave ed al pilastro con barre filettate M16 inghisate con resina, come rappresentato nel seguente schema:

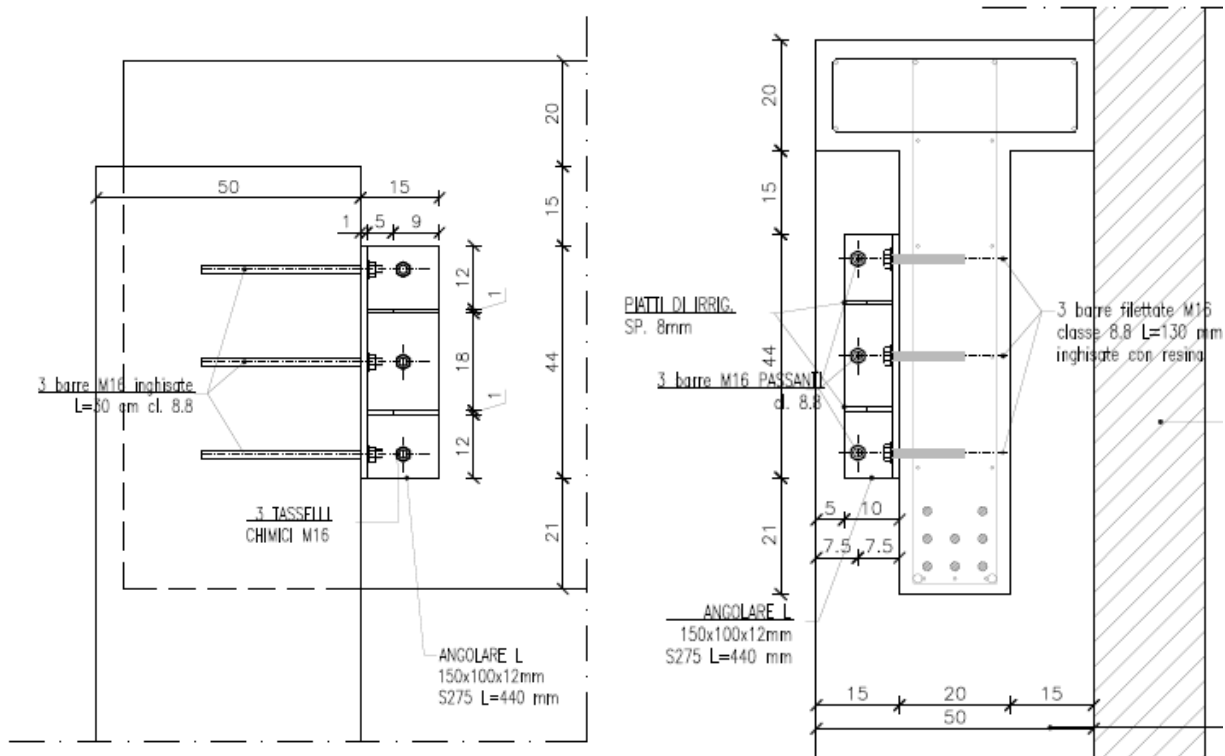


Figura 17: particolare P1 della connessione trave-pilastro in assenza di controvento

Il particolare tipo P2 risulta pressochè analogo a P1, tranne che è riportato in maniera simmetrica su entrambi i lati del pilastro ed il profilo ad L 150x100x12 mm risulta più lungo nel lato del controvento; infatti l'elemento viene prolungato fino all'intradosso del nodo trave-pilastro in modo da permettere la connessione con la piastra angolare sagomata ove si innesta il profilo del controvento.

6.4. VERIFICA DEI NUOVI ELEMENTI IN C.A. E ACCIAIO

Di seguito si riporta la verifica dei nuovi elementi controventanti inseriti nel fabbricato, in grado di migliorarne il comportamento sismico e la resistenza degli elementi rispetto a tale azioni.

I nuovi elemento, come già descritto, sono costituiti da nuovi setti controventanti in calcestruzzo nella direzione parallela all'orditura dei tegoli, opportunamente ammortati ai pilastri esistenti, e due croci di Sant'Andrea in acciaio all'interno dei telaio.

Questi nuovi sistemi resistenti, uniti ai miglioramenti locali già descritti per le connessioni degli elementi, forniscono un sensibile miglioramento del comportamento nei confronti delle azioni orizzontali, pur rimanendo nel range del 10% dell'aumento del carico in fondazione.

6.4.1. VERIFICA DEI SETTI IN C.A.

Di seguito si riporta la verifica dei nuovi setti controventanti in c.a., esplicitando le azioni massime agli SLV e SLU a cui sono soggetti.

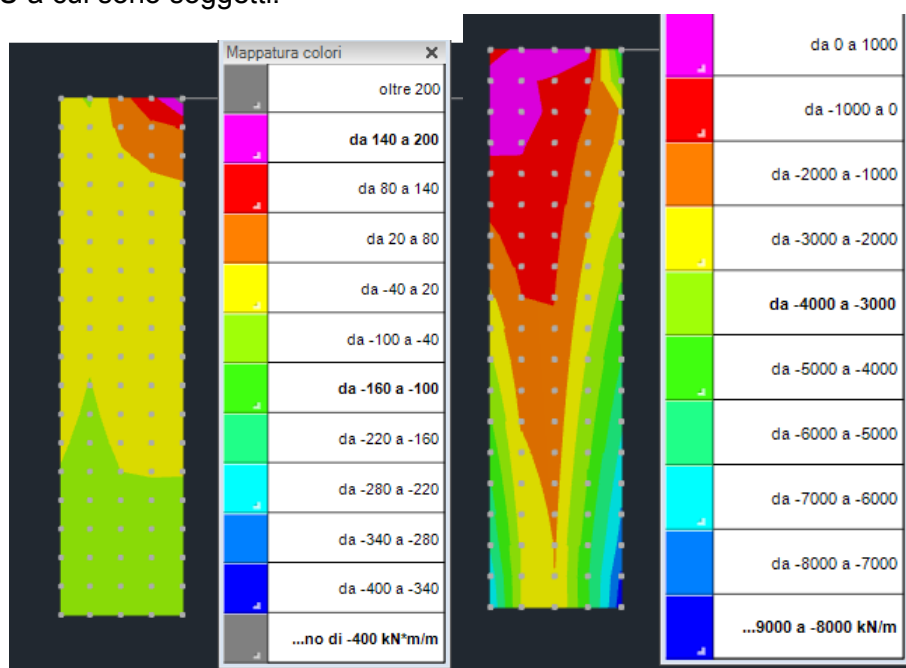


Figura 19: Sollecitazioni agli SLV

Le sollecitazioni massime alla base del setto sono le seguenti:

$$M_{y,Sd}=1853.70 \text{ kNm}$$

$$V_{z,Sd}=285.50 \text{ kN}$$

Verifica a pressoflessione

La verifica alla base del setto viene condotta con il software VcaSlu del Prof. Gelfi, che permette di calcolare il dominio resistente della sezione in flessione deviata;

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	25	170

N°	As [cm²]	d [cm]
1	12,57	5
2	6,28	15
3	6,28	25
4	12,57	40
5	12,57	130
6	6,28	145

Sollecitazioni
☒ S.L.U. ☐ Metodo n
 N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd} kNm

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
☒ B450C ☐ C25/30
 ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ε_{syd} ‰ σ_{c,adm} N/mm²
 σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} ‰
 τ_{c1} N/mm²

M_{xRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ε_c ‰
 ε_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

Tipo Sezione
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Metodo di calcolo
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☐ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett.
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ cm Col. modello
☐ Precompresso

Per le pareti, le specifiche relative alle verifiche sono esplicitate al §7.4.4.5.

Il diagramma dei momenti è ottenuto per traslazione verso l'altro dell'involuppo del diagramma dei momenti derivante dall'analisi. L'entità della traslazione, pari a h_{cr}, corrisponde al massimo tra: l'altezza della sezione alla base della parete (in questo caso 170 cm), 1/6 dell'altezza della parete, e comunque non maggiore dell'altezza del piano terra.

Nella parete in oggetto, la sezione rimane costante lungo l'altezza della parete e anche le armature di progetto sono progettate lungo tutta l'altezza della parete.

Verifica a taglio

Per quanto riguarda la verifica a taglio è necessario tener conto del possibile incremento delle forze di taglio a seguito della formazione della cerniera plastica alla base della parete. Per strutture in CD"B", tale requisito si ritiene soddisfatto se si incrementa del 50% il taglio derivante dall'analisi. Nel caso del setto in esame, la sollecitazione a taglio di progetto risulta:

$$V_{z,Sd} = 1.5 \times 285.2 = 427.8 \text{ kN}$$

Si considera che tutto il taglio sollecitante sia riportato in fondazione dalle due zone confinate estremali, dotate di opportuna armatura a taglio.

Si calcola quindi la resistenza a taglio di tale zona:

Zona confinata: 41 x 25 cm

CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE			
Base	b (mm)	250	
Altezza	h (mm)	410	
Staffe	ϕ_{st} (mm)	12	
n° bracci	n° b	2	
Area staffatura	A_{sw} (mm ²)	226,2	
Passo staffe	s_{st} (mm)	100	
Copriferro superiore	c' (mm)	35	
Ø ferri compressi	ϕ' (mm)	4	
n° ferri compressi	n'	20	
d'	d' (mm)	49	
Copriferro inferiore	c (mm)	30	
Ø ferri tesi	ϕ (mm)	4	
n° ferri tesi	n	20	
d	d (mm)	366	
Area ferro compresso	A_s' (mm ²)	251	
Area ferro teso	A_s (mm ²)	251	
Classe calcestruzzo		C28/35	
Resistenza di progetto	f_{cd} (MPa)	16,46	
Modulo elastico	E_{CLS} (MPa)	32588	
Classe acciaio		B450 C	
Tensione snerv. di progetto	f_{yd} (MPa)	391,3	
Modulo elastico	E_s (MPa)	206000	

VERIFICA A TAGLIO agli SLU			
Elementi senza armatura trasversale			
% armatura longitudinale	ρ	0,0027	
Tensione media di compressione			
in condizione non sismica	σ_{cp} (N/mm ²)	0,00	
Tensione media di compressione			
in condizione sismica	σ_{cp} (N/mm ²)	0,00	
Resistenza a taglio in condizione non sismica			
	$V_{Rd,x}$ (kN)	39,59	
Verifica	$V_{Rd,x} > V_{Sd,x}$		Non soddisfatta armare a taglio
Resistenza a taglio in condizione sismica			
	$V_{Rd,x}$ (kN)	39,59	
Verifica	$V_{Rd,x} > V_{Sd,x}$		Non soddisfatta armare a taglio
Verifica armatura longitudinale			
Area ferro teso	A_s (mm ²)	251	
Forza resistente a trazione	$A_s f_{yd}$ (kN)	98	
	$A_s f_{yd} > \max(V_{Sd}, V_{Ed})$		Non soddisfatta
Elementi con armatura trasversale - Taglio x-x			
Ferri piegati			
n°	0	ϕ (mm)	14
passo (cm)	25	α (°)	45
A_{fp} (cm ² /passo)	0,00	A_{fp} (cm ² /m)	0,00
Staffe			
A_{st} (cm ² /passo)	2,26	A_{st} (cm ² /m)	22,62
$A_{st,min}$ (cm ² /m)	3,05		
α_c	1	f_{cd}	8,23
$\cotg\theta$ (calcolo)	1,15	θ (°)	41,0
$\cotg\theta$ (assunto)	1,15	θ (°)	41,0
V_{Rsd} (kN)	335,58	V_{cd} (kN)	335,58
		V_{du} (kN)	335,58
Resistenza a taglio in condizione non sismica			
Verifica	$V_{Rd,x} > V_{Sd,x}$		Soddisfatta
Resistenza a taglio in condizione sismica			
Verifica	$V_{Rd,x} > V_{Ed,x}$		Soddisfatta

Il taglio resistente è pertanto:

$$V_{z,Rd} = 335,58 \times 2 = 671,16 \text{ kN} > V_{z,Sd} = 427,8 \text{ kN}$$

La verifica a taglio risulta quindi soddisfatta.

Si fa notare che per il calcolo della resistenza a taglio non è stata considerata la parte centrale del setto, armata con opportuna armatura longitudinale e trasversale e legature, che apporta un contributo aggiuntivo alla resistenza a taglio, così come sono state considerate solo le armature longitudinali estremali delle due zone confinate, e non anche quelle intermedie.

Verifica dei dettagli costruttivi

Si verificano le prescrizioni al §7.4.6. relative alle limitazioni geometriche e di armatura previste per elementi dissipativi.

In particolare:

- Lo spessore delle pareti deve essere non inferiore al valore massimo tra 150 mm e 1/20 dell'altezza libera di interpiano. Nel caso specifico si ha:

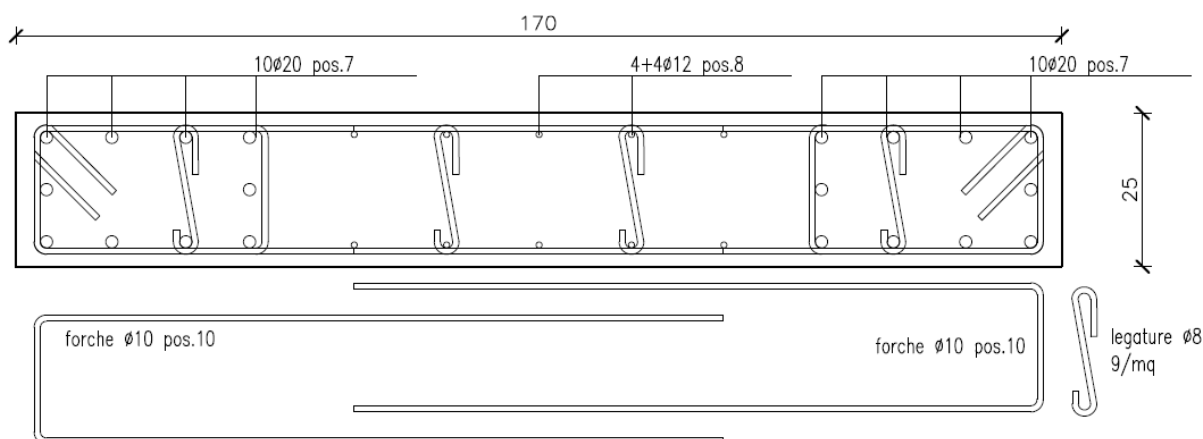
$$S_{w,min,normativa} = \max(150\text{mm}; 1/20 \times h_{interp}) = 25\text{ cm} \leq S_{w,min,adottata} = 25\text{ cm} \quad \text{VERIFICATO}$$

- Le armature, sia orizzontali, devono avere un diametro non superiore ad 1/10 dello spessore della parete, devono essere disposte su entrambe le face della parete, ad un passo non superiore a 30 cm, devono essere collegate con legature in ragione di almeno nuove ogni metro quadrato.

$$\phi_{max} = 1/10 \times S_{w,min,adottata} = 25\text{ mm} \geq \phi_{max,adottato} = 20\text{ mm}$$

VERIFICATO

- Nella zona critica si individuano alle estremità della parete due zone confinate aventi per lati lo spessore della parete e una lunghezza "confinata" l_c pari al 20% della lunghezza in pianta l della parete stessa, e comunque non inferiore a 1,5 volte lo spessore della parete. In tale zone il rapporto geometrico dell'armatura totale verticale, riferito all'area confinata, deve essere compreso tra: $1\% \leq \rho \leq 4\%$



Verifiche:

Lunghezza zona confinata:

$$l_c = 41\text{ cm} \geq l_{c,min} = \max(1,5 \times s_w; 0,2 \times l_w) = 34\text{ cm}$$

Diametro armatura trasversale:

$$\phi_{staffe} = 10\text{ mm} \geq \phi_{staffe,min} = 6\text{ mm}$$

Distanza tra barre non fissate:

$$d_{max,adottato} = 15\text{ cm} \leq d_{max} = 15\text{ cm}$$

Rapporto geometrico d'armatura:

$$\rho = \frac{A_s}{A_{cls}} = \frac{10\phi 20}{41 \times 25} = \frac{31,4\text{ cm}^2}{1025\text{ cm}^2} = 3,06\%$$

Ancoraggio alla struttura esistente

Al fine di solidarizzare il setto dimensionato al pilastro si procede con la realizzazione di tre carotature passanti che si inseriscono all'interno del pilastro passando per il pannello di tamponamento.

All'interno del carotaggio viene inserito uno spezzone di profilo HEB120 S275 di lunghezza pari a 80 cm che permette di trasferire il taglio dovuto alle azioni orizzontali al setto sismoresistente.

La forza di taglio massima che transita in tale connessione è pari a:

$$V_{Sd} = 427,8/3 = 142,6\text{ kN}$$

La resistenza a taglio del profilo è pari a $V_{Rd} = 399,20\text{ kN}$

HE 120 B		$N_{by,Rd}$ [kN]	890,7	$M_{oy,Rd}$ [kNm]	43,27
		$N_{bz,Rd}$ [kN]	890,7	$M_{oz,Rd}$ [kNm]	21,21
		$V_{ply,Rd}$ [kN]	165,8	$V_{plz,Rd}$ [kN]	399,2
g (Kg/m):	26,7	r_2 (mm):	0	i_y (cm):	5,04
h (mm):	120	A (cm ²):	34,01	i_z (cm):	3,06
b (mm):	120	I_y (cm ⁴):	864,4	I_z (cm ⁴):	317,5
t_w (mm):	6,5	W_y (cm ³):	144,1	I_T (cm ⁴):	13,84
t_f (mm):	11	W_z (cm ³):	52,92	I_w (cm ⁶):	9,410
r_1 (mm):	12	$W_{pl,y}$ (cm ³):	165,2	$W_{pl,z}$ (cm ³):	80,97

Classe Sezione

Compressione

Flessione My

Flessione Mz

Presso-Flessione

Verifiche

Presso Flessione

Svergolamento

Il profilo risulta quindi verificato.

Validazione modello

Le sollecitazioni ottenute con il modello 3D sono state confrontate con i risultati di analisi statica lineare, effettuata con l'ausilio di un foglio excel.

I risultati di tale analisi forniscono valori di sollecitazione maggiori rispetto a quello del modello, che ovviamente risulta più raffinato in termini di definizione delle azioni agenti (e quindi delle masse in gioco) e tiene conto della risposta modale del fabbricato.

Seguendo le indicazioni al §7.3.3.2. del Dm 14/01/2008 si ottengono le seguenti azioni sollecitanti: su ciascun setto

6.4.2. VERIFICA DEL CONTROVENTO IN ACCIAIO

Dopo aver irrigidito la copertura realizzando un piano rigido ed aver risolto le criticità riguardanti i dettagli costruttivi per evitare la perdita d'appoggio in caso di evento dinamico, l'inserimento di un sistema controventante in acciaio permette di migliorare le carenze strutturali in termini di resistenza della struttura portante alle azioni orizzontali.

L'inserimento di un controvento a croce di Sant'Andrea permette il trasferimento delle azioni orizzontali, che transitano a livello di copertura, in fondazione.

Si riporta di seguito l'output del modello per quanto riguarda gli sforzi di trazione/compressione a cui è soggetto il profilo.

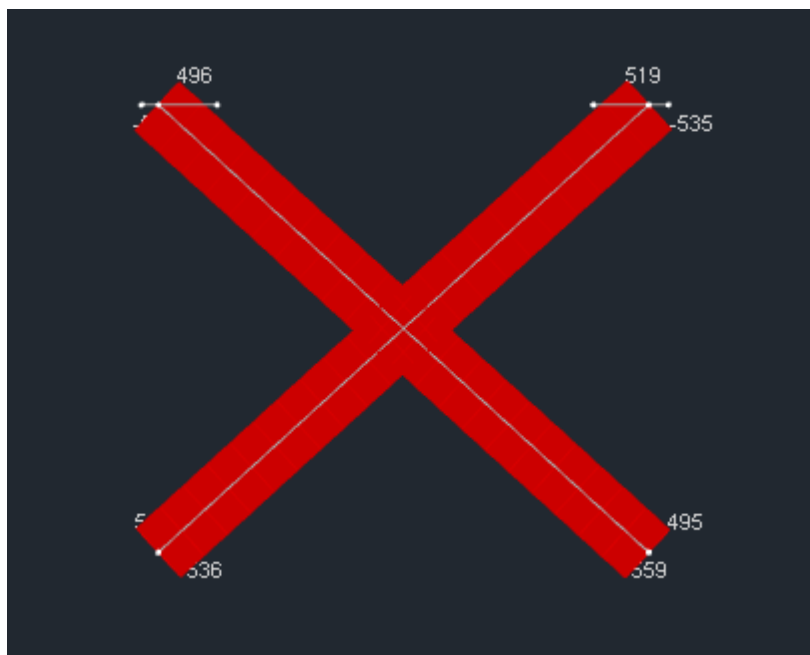


Figura 20: forza assiale massima agli SLV nel controvento

Il controvento è realizzato con profili UPN 140 S355, caratterizzati da una resistenza a trazione pari a:

$$N_{Rd} = \min\left(\frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{m0}}; \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_{tk}}{\gamma_{m2}}\right) = \min\left(\frac{2040 \cdot 355}{1,05}; \frac{0,9 \cdot (2040 - 17 \cdot 7) \cdot 510}{1,25}\right) = 661 \text{ kN}$$

La resistenza a trazione della connessione tra controvento e piastra, realizzata con 8 bulloni M20 classe 8.8, risulta invece pari al minimo tra la resistenza a taglio del gruppo di bulloni e la resistenza a rifollamento della piastra.

La resistenza a taglio dei bulloni è pari a:

$$V_{Rd} = \frac{0,6 \cdot A_{res} \cdot f_{yb}}{\gamma_{m2}} \cdot n_{bull} = \frac{0,6 \cdot 314 \cdot 640}{1,25} \cdot 8 = 771 \text{ kN}$$

La resistenza a rifollamento della piastra è invece pari a:

$$F_{b,Rd,1} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t}{\gamma_{m2}} = \frac{2.5 \cdot 0.47 \cdot 510 \cdot 20 \cdot 7}{1.25} \cdot 8 = 72 \text{ kN per bulloni di bordo}$$

$$F_{b,Rd,2} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t}{\gamma_{m2}} = \frac{2.5 \cdot 0.54 \cdot 510 \cdot 20 \cdot 7}{1.25} \cdot 8 = 82,2 \text{ kN per bulloni interni}$$

La resistenza a rifollamento della bullonatura è pari a:

$$F_{b,Rd} = n_{bull,1} \cdot F_{b,Rd,1} + n_{bull,2} \cdot F_{b,Rd,2} = 2 \cdot 72 + 6 \cdot 82,2 = 637,20 \text{ kN}$$

Le verifiche risultano quindi soddisfatte sia per il profilo che per la connessione bullonata, in quanto la sollecitazione risulta minore della resistenza.

A titolo di verifica si confronta la sollecitazione derivante dall'analisi da quella condotta con calcoli semplificati.

$$T_{controvento} = \frac{W_{sismico,cop} \cdot S_d}{n_{controventi}} = \frac{3227 \cdot 0.36}{2} = 580.86 \text{ kN}$$

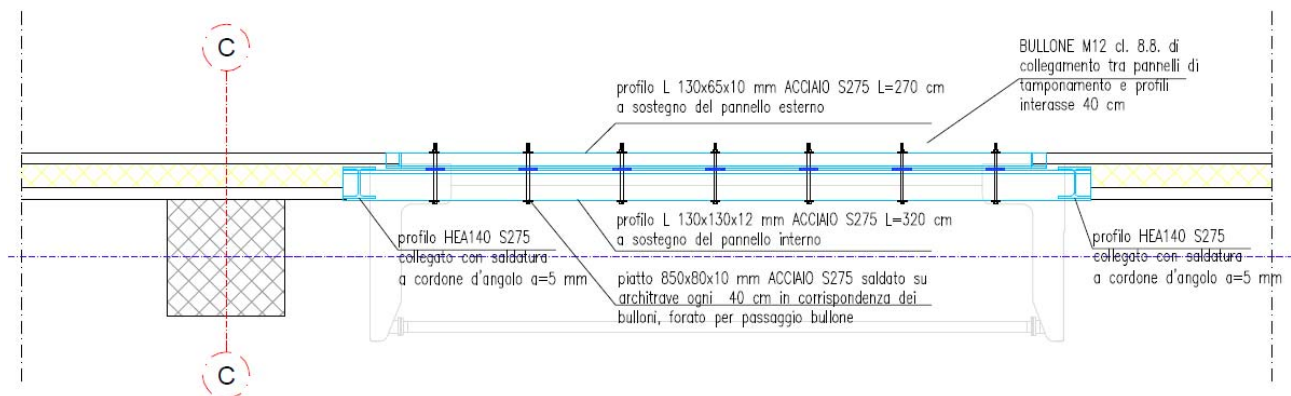
Lo sforzo normale su ciascun profilo del controvento sarà quindi pari a:

$$N_{controvento} = \frac{T_{controvento}}{\cos(35^\circ)} = 628.59 \text{ kN}$$

6.4.3. VERIFICA DELLE ARCHITRAVI

Si riportano di seguito le verifiche condotte per le architravi che vengono realizzate in corrispondenza delle nuove aperture nei pannelli di tamponamento.

Verifica particolare AP-1



Si verificano i profili in acciaio caricati dal peso proprio del pannello di tamponamento nella porzione superiore l'apertura, non considerando la collaborazione tra i due profili ad "L" e con uno schema statico di appoggio-appoggio.

L'apertura presenta una luce massima pari a 3.20 m nel pannello interno e 2.80 m nel pannello esterno.

Le azioni sollecitanti risultano pertanto:

$$q_{sd} = \gamma_g \cdot pp_{pannello} = 1.3 \cdot 0.05 \cdot 4,5 \cdot 25 = 7.4 \text{ kN/m}$$

Verifica profilo esterno L 130x65x10 mm

Il momento sollecitante massimo risulta quindi:

$$M_{sd} = \frac{q_{sd} \cdot l^2}{8} = \frac{7.4 \cdot 2.8^2}{8} = 7.25 \text{ kNm}$$

Il taglio sollecitante massimo risulta quindi:

$$V_{Sd} = \frac{q_{Sd} \cdot l}{2} = \frac{7.4 \cdot 2.8}{2} = 10.36 kN$$

Si verifica il profilo L 65x130x10 mm acciaio S275, che presenta una resistenza a flessione pari a:

$$M_{Rd} = \frac{W_y \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{38390 \cdot 275}{1.05} = 10.05 kNm$$

E una resistenza a taglio pari a:

$$V_{Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{130 \cdot 10 \cdot 275}{\sqrt{3} \cdot 1.05} = 196 kN$$

Il profilo risulta quindi verificato agli SLU. Per quanto riguarda gli SLE si ha:

$$f_{max} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{SLE} \cdot l^4}{EI} = \frac{5}{384} \cdot \frac{5.625 \cdot 2800^4}{210000 \cdot 320.5 \cdot 10^4} = 6.69 mm \leq f_{max} = \frac{l}{400} = 7 mm$$

Verifica profilo interno L 130x130x12 mm

Il momento sollecitante massimo risulta quindi:

$$M_{Sd} = \frac{q_{Sd} \cdot l^2}{8} = \frac{7.4 \cdot 3.2^2}{8} = 9.48 kNm$$

Il taglio sollecitante massimo risulta quindi:

$$V_{Sd} = \frac{q_{Sd} \cdot l}{2} = \frac{7.4 \cdot 3.2}{2} = 11.84 kN$$

Si verifica il profilo L 130x130x12 mm acciaio S275, che presenta una resistenza a flessione pari a:

$$M_{Rd} = \frac{W_y \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{50440 \cdot 275}{1.05} = 13.21 kNm$$

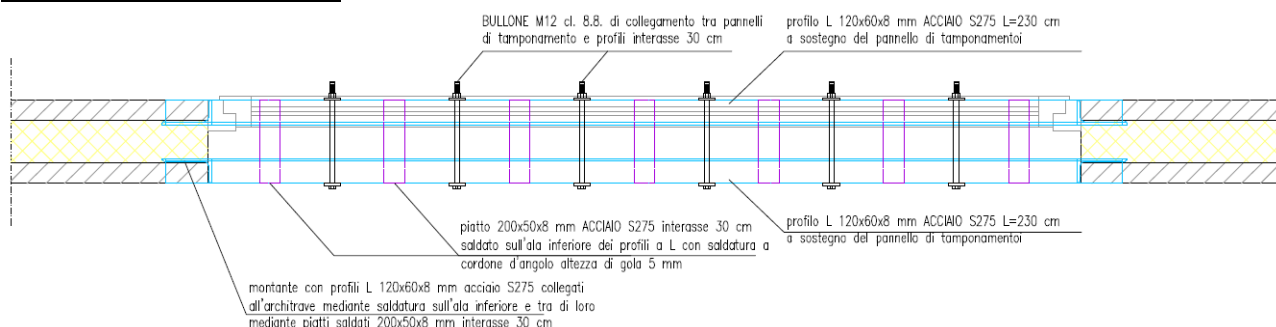
E una resistenza a taglio pari a:

$$V_{Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{130 \cdot 12 \cdot 275}{\sqrt{3} \cdot 1.05} = 235 kN$$

Il profilo risulta quindi verificato agli SLU. Per quanto riguarda gli SLE si ha:

$$f_{max} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{SLE} \cdot l^4}{EI} = \frac{5}{384} \cdot \frac{5.625 \cdot 2800^4}{210000 \cdot 472.2 \cdot 10^4} = 7.74 mm \leq f_{max} = \frac{l}{400} = 8 mm$$

Verifica particolare AP-2



Si verificano i profili in acciaio caricati dal peso proprio del pannello di tamponamento nella porzione superiore l'apertura, non considerando la collaborazione tra i due profili ad "L" e con uno schema statico di appoggio-appoggio.

L'apertura presenta una luce massima pari a 2.16 m.

Le azioni sollecitanti risultano pertanto:

$$q_{Sd} = \gamma_g \cdot pp_{\text{pannello}} = 1.3 \cdot 0.05 \cdot 4.8 \cdot 25 = 7.8 \text{ kN/m}$$

Verifica profilo L 120x60x8 mm

Il momento sollecitante massimo risulta quindi:

$$M_{Sd} = \frac{q_{Sd} \cdot l^2}{8} = \frac{7.8 \cdot 2.16^2}{8} = 4.55 \text{ kNm}$$

Il taglio sollecitante massimo risulta quindi:

$$V_{Sd} = \frac{q_{Sd} \cdot l}{2} = \frac{7.8 \cdot 2.16}{2} = 8.43 \text{ kN}$$

Il profilo presenta una resistenza a flessione pari a:

$$M_{Rd} = \frac{W_y \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{26410 \cdot 275}{1.05} = 6.91 \text{ kNm}$$

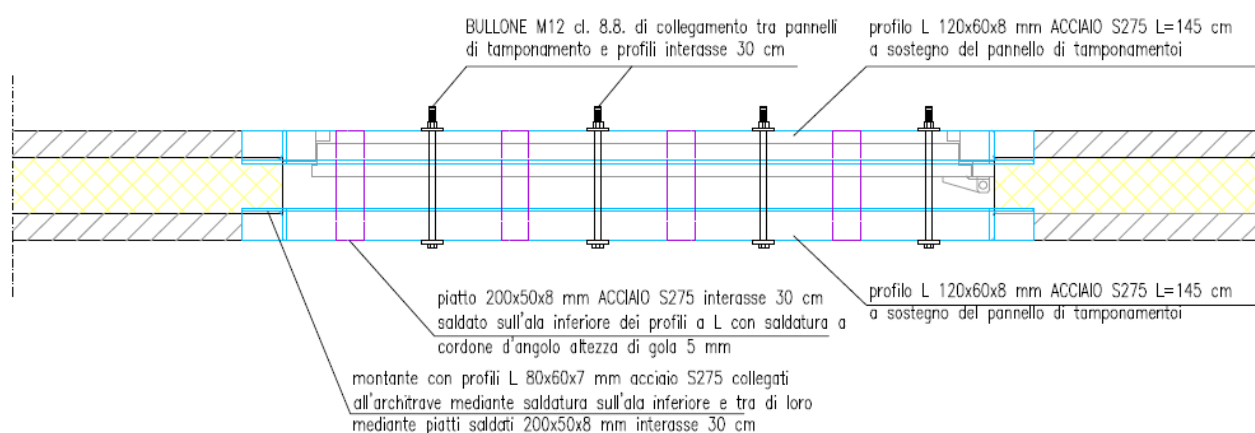
E una resistenza a taglio pari a:

$$V_{Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{120 \cdot 8 \cdot 275}{\sqrt{3} \cdot 1.05} = 145 \text{ kN}$$

Il profilo risulta quindi verificato agli SLU. Per quanto riguarda gli SLE si ha:

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{SLE} \cdot l^4}{EJ} = \frac{5}{384} \cdot \frac{6 \cdot 2160^4}{210000 \cdot 204.9 \cdot 10^4} = 3.95 \text{ mm} \leq f_{\max} = \frac{l}{400} = 5.4 \text{ mm}$$

Verifica particolare AP-3



Si verificano i profili in acciaio caricati dal peso proprio del pannello di tamponamento nella porzione superiore l'apertura, non considerando la collaborazione tra i due profili ad "L" e con uno schema statico di appoggio-appoggio.

L'apertura presenta una luce massima pari a 1.30 m.

Le azioni sollecitanti risultano pertanto:

$$q_{Sd} = \gamma_g \cdot pp_{\text{pannello}} = 1.3 \cdot 0.05 \cdot 5.35 \cdot 25 = 8.7 \text{ kN/m}$$

Verifica profilo L 120x60x8 mm

Il momento sollecitante massimo risulta quindi:

$$M_{Sd} = \frac{q_{Sd} \cdot l^2}{8} = \frac{8.7 \cdot 1.3^2}{8} = 1.85 \text{ kNm}$$

Il taglio sollecitante massimo risulta quindi:

$$V_{Sd} = \frac{q_{Sd} \cdot l}{2} = \frac{8.7 \cdot 1.3}{2} = 5.7 \text{ kN}$$

Il profilo presenta una resistenza a flessione pari a:

$$M_{Rd} = \frac{W_y \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{26410 \cdot 275}{1.05} = 6.91 \text{ kNm}$$

E una resistenza a taglio pari a:

$$V_{Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{120 \cdot 8 \cdot 275}{\sqrt{3} \cdot 1.05} = 145 \text{ kN}$$

Il profilo risulta quindi verificato agli SLU. Per quanto riguarda gli SLE si ha:

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{SLE} \cdot l^4}{EJ} = \frac{5}{384} \cdot \frac{6.69 \cdot 1300^4}{210000 \cdot 204.9 \cdot 10^4} = 0.58 \text{ mm} \leq f_{\max} = \frac{l}{400} = 3.25 \text{ mm}$$

6.5. VERIFICA DELLE FONDAZIONI

6.5.1. VERIFICA DEL PLINTO

Il momento alla base del setto risulta pari a 1854 kN. Il plinto di fondazione risulta pertanto sollecitato dall'azione dovuta all'eccentricità dei pali di fondazione (disposti ad un interasse pari a 2.80 m e posti a una distanza massima pari a 1.20 m dal filo del setto), che devono assorbire la trazione generata dal momento alla base.

La sollecitazione flessionale del plinto risulta quindi pari a:

$$M_{sd} = 1854 / 2.80 \times 1.20 = 794 \text{ kNm}$$

La sollecitazione tagliante nel plinto è invece pari a:

$$V_{sd} = 1854 / 2.80 = 663 \text{ kN}$$

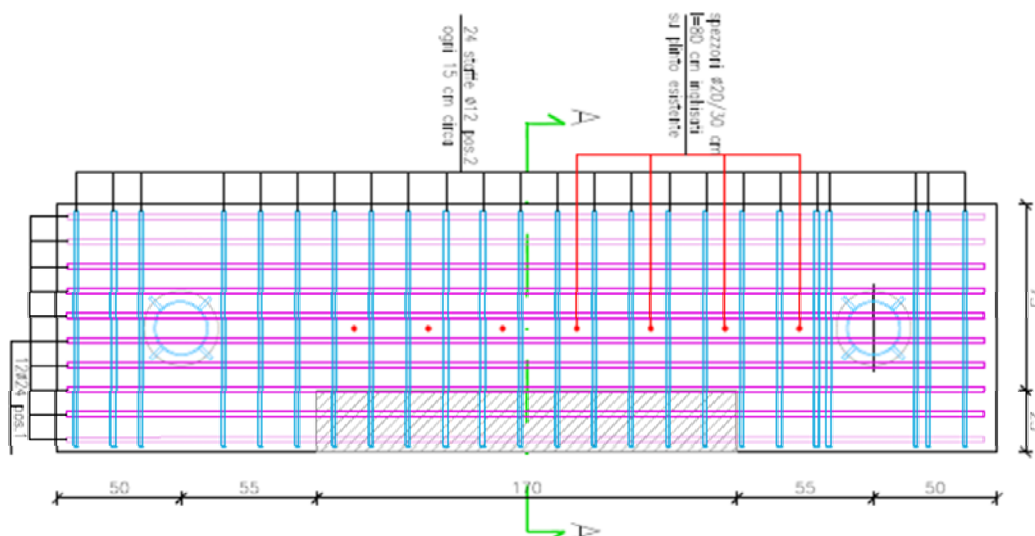


Figura 21: pianta delle armature del plinto

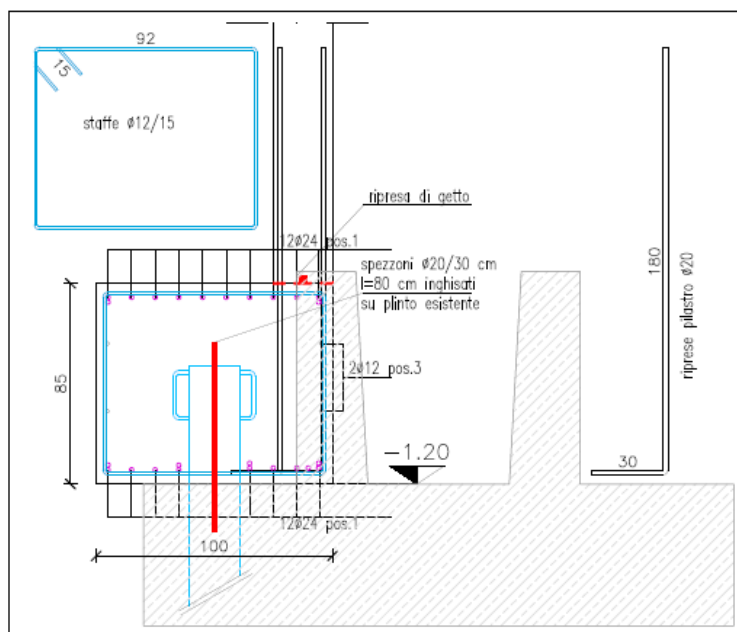


Figura 22: sezione A-A del plinto

Si riporta la verifica a pressoflessione e taglio del plinto, svolto con l'ausilio di un foglio di calcolo per la verifica delle sezioni in c.a.

CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE			
Base	b (mm)	1000	
Altezza	h (mm)	850	
Staffe	ϕ_{st} (mm)	12	
n° bracci	n° b	2	
Area staffatura	A_{sw} (mm ²)	226,2	
Passo staffe	s_{st} (mm)	150	
Copriferro superiore	c' (mm)	40	
Ø ferri compressi	ϕ' (mm)	24	
n° ferri compressi	n'	12	
d'	d' (mm)	64	
Copriferro inferiore	c (mm)	40	
Ø ferri tesi	ϕ (mm)	24	
n° ferri tesi	n	12	
d	d (mm)	786	
Area ferro compresso	$A_{s'}$ (mm ²)	5429	
Area ferro teso	A_s (mm ²)	5429	
Classe calcestruzzo		C25/30	
Resistenza di progetto	f_{cd} (MPa)	14,11	
Modulo elastico	E_{CLS} (MPa)	31447	
Classe acciaio		B450 C	
Tensione snerv. di progetto	f_{yd} (MPa)	391,3	
Modulo elastico	E_s (MPa)	206000	
Momento resistente a flessione semplice			
Momento resistente y-y	M_{Rdy} (kNm)	1557,34	
Momento resistente x-x	M_{Rdx} (kNm)	0,00	

VERIFICA A TAGLIO agli SLU			
Elementi senza armatura trasversale			
% armatura longitudinale	ρ	0,0069	
Tensione media di compressione			
in condizione non sismica	σ_{cp} (N/mm ²)	0,00	
Tensione media di compressione			
in condizione sismica	σ_{cp} (N/mm ²)	0,00	
Resistenza a taglio in condizione non sismica			
	$V_{Rd,x}$ (kN)	366,27	
Verifica	$V_{Rd,x} > V_{Sd,x}$		Non soddisfatta armare a taglio
Resistenza a taglio in condizione sismica			
	$V_{Rd,x}$ (kN)	366,27	
Verifica	$V_{Rd,x} > V_{Sd,x}$		Non soddisfatta armare a taglio
Verifica armatura longitudinale			
Area ferro teso	A_s (mm ²)	5429	
Forza resistente a trazione	$A_s f_{yd}$ (kN)	2124	
$A_s f_{yd} > \max(V_{Sd}, V_{Ed})$			Soddisfatta
Elementi con armatura trasversale - Taglio x-x			
Ferri piegati			
n°	0	ϕ (mm)	14
passo (cm)	25	α (°)	45
A_{fp} (cm ² /passo)	0,00	A_{fp} (cm ² /m)	0,00
Staffe			
A_{st} (cm ² /passo)	2,26	A_{st} (cm ² /m)	15,08
$A_{st,min}$ (cm ² /m)	11,18		
α_c	1	f'_{cd}	7,06
$\cot\theta$ (calcolo)	3,31	θ (°)	16,8
$\cot\theta$ (assunto)	2,50	θ (°)	21,8
V_{Rsd} (kN)	1043,54	V_{Rsd} (kN)	1720,93
		V_{Rdu} (kN)	1043,54
Resistenza a taglio in condizione non sismica			
Verifica	$V_{Rd,x} > V_{Sd,x}$		Soddisfatta
Resistenza a taglio in condizione sismica			
Verifica	$V_{Rd,x} > V_{Ed,x}$		Soddisfatta

La verifica risulta quindi soddisfatta in quanto sia la sollecitazione flessionale che tagliante risultano inferiori alla resistenza del plinto.

6.5.2. VERIFICA DEI PALI DI FONDAZIONE

I micropali di fondazione progettati presentano un diametro reso di 0.30 m, con lunghezza pari a 25 m e armati con profili tubolari S275 Φ 219.1x6.3 mm. Ciascun plinto di fondazione poggia su 2 micropali.

Si riporta di seguito la verifica a trazione del micropalo, che trascura la resistenza della punta e considera unicamente l'attrito laterale tra palo e terreno.

La sollecitazione di tiro sulla coppia di micropali risulta pari al momento sollecitante diviso per il braccio tra i micropali, depurato del peso proprio del plinto e del setto stesso.

$$N_{sd} = \frac{M_{sd}}{b} - \frac{pp_{plinto} + p_{setto}}{4} = \frac{1854}{2.8} - \frac{3.8 \times 1.0 \times 0.85 \times 25 + 1.7 \times 0.25 \times 7.5 \times 25}{2} = 662 - \frac{160}{2} = 582 \text{ kN}$$

Ove $C = \arctan(\phi/i)$ con ϕ diametro del palo ed i interasse

Il coefficiente è applicato lato sollecitazioni, andando quindi ad aumentare la trazione sollecitante.

Di seguito la verifica dei pali:

$$F_{t,Sd,max} = 582kN < F_{t,Rd} = \frac{1455}{\gamma_{R3}} = \frac{1455}{2.3} = 632.8kN$$

Armatura palo di fondazione

Il palo di fondazione è armato con tubo $\Phi 219.1 \times 6.3$ di acciaio da carpenteria classe S275.

Si riporta di seguito la verifica condotta sul micropalo; tali elementi risultano sollecitati al taglio sollecitante il setto, che distribuisce l'azione in maniera uniforme sul sistema di pali, ed all'azione di trazione/compressione generata da momento flettente.

Il taglio sollecitante il sistema di pali viene calcolato amplificando l'azione alla base del setto del coefficiente di sovrarresistenza $\gamma_{Rd}=1.1$.

$$V_{Sd,amplificato} = \gamma_{Rd} V_{Sd} = 1.1 \times 285.2 = 313.72 \text{ kN}$$

Il taglio agente su ciascun palo risulta quindi:

$$V_{Sd,palo} = V_{Sd} / 2 = 156.86 \text{ kN}$$

Si riporta di seguito la verifica condotta per l'armatura dei pali di L=25 m:

VERIFICHE PALI DI FONDAZIONE									
PROFILO		TUBO D219,1x6,3							
Altezza		22000		mm					
1. SOLLECITAZIONI DI PROGETTO ALLO S.L.U. SISMICO									
N _{Ed} =		639		kN		Sforzo normale delle azioni sismiche			
V _{Ed} =		157		kN		Taglio sollecitante delle azioni sismici			
M _{Ed} =		0		kNm		Momento sollecitante delle azioni sismiche			
2. VERIFICHE DI RESISTENZA									
2.1. RESISTENZA PLASTICA DI PROGETTO									
N _{pl,Rd} =		A*f _y /γ _{M0}		=	1423,4	kN	>	N _{Ed}	VERIFICATO
2.2. RESISTENZA A TAGLIO PLASTICA DI PROGETTO									
A _v =		2A/π		=	21,0	cm ²	Area resistente a taglio		
V _{pl,Rd} =		A _v *(f _y /√3)/γ _{M0}		=	410,7	kN	>	V _{Ed}	VERIFICATO
2.3. MOMENTO RESISTENTE DI PROGETTO									
M _{c,Rd} =		W _{pl} *f _y /γ _{M0}		=	73,7	kNm	>	M _{Ed}	VERIFICATO

6.6. VERIFICA AL FUOCO DELLE STRUTTURE

Il fabbricato oggetto della presente, trattandosi di un edificio ad uso saltuario e non permanente caratterizzato da un basso carico di incendio, non vengono richieste alle strutture particolari caratteristiche di resistenza al fuoco.

Per maggiori specifiche si rimanda all'elaborato descrittivo specifico *RVVF2: "Spazio Polifunzionale per l'arte - Relazione tecnica progetto prevenzione incendi"*.

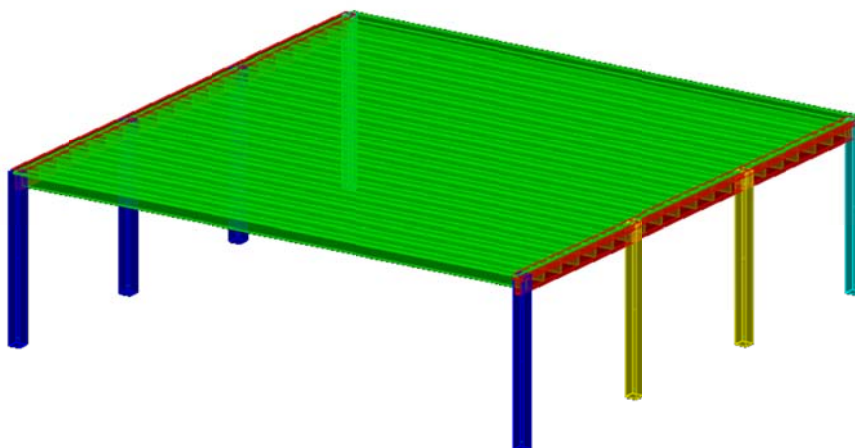
6.7. VALUTAZIONI DI VULNERABILITA'

6.7.1. PRE INTERVENTO

L'edificio nella sua configurazione originale presentava le seguenti criticità principali dal punto di vista dinamico:

- Presenza di pilastri con schema statico a mensola, che quindi in fase sismica risulta sollecitato come un pendolo inverso;
- I pilastri non risultano dimensionati nei confronti delle azioni orizzontali e quindi non risultano sufficientemente resistenti;
- Assenza di collegamento tra gli elementi di copertura atti ad irrigidire la stessa e permettere il collegamento tra le travi a sezione TT;
- Elementi semplicemente appoggiati, che quindi in caso in sollecitazioni dinamiche potrebbero subire la perdita dell'appoggio;

Si riporta di seguito l'estratto delle verifiche condotte sul modello FEM che schematizza lo stato di fatto:



Sul modello realizzato è stata condotta una verifica di edificio esistente con fattore di struttura q , in conformità con il D.M. 14-01-08 (N.T.C.) § C8.7.2.4.

L'analisi si basa sui risultati dell'analisi dinamica lineare ed analizza i diversi criteri di collasso degli elementi.

Desc.: descrizione

Stato limite: v =Taglio; PF =Presso flessione; $PFFP$ =Presso flessione fuori piano; R =Ribaltamento

Molt.: moltiplicatore minimo della azione sismica che produce lo stato limite

Comb.: combinazione

PGA: accelerazione al suolo

PGA/PGArif: indicatore di rischio sismico in termini di PGA

TR: tempo di ritorno

$(T_r/T_{r\text{rif}})^{.41}$: indicatore di rischio sismico in termini di periodo di ritorno

Pilastro: titolo del pilastro

Verifica: stato di verifica

Pressoflessione: dati della verifica a pressoflessione

Coeff.s.: coefficiente di sicurezza a flessione

Molt.: moltiplicatore della azione sismica che produce lo stato limite

iPGA: indicatore di rischio sismico in termini di accelerazione

iTR: indicatore di rischio sismico in termini di tempo di ritorno

Taglio: dati della verifica a taglio

Coeff.s.: coefficiente di sicurezza a taglio

Nodi: dati della verifica dei nodi

Coeff.s.: coefficiente di sicurezza del nodo

Conf.: nodo interamente confinato

Min.st.: verificato grazie ai minimi di staffatura

VERIFICA DI EDIFICIO ESISTENTE CON FATTORE Q

Verifiche condotte secondo D.M. 14-01-08 (N.T.C.) § C8.7.2.4

Accelerazioni e tempi di ritorno

Accelerazione di aggancio SLV ($ag/g_{SLV} \cdot S \cdot ST$) PGA,SLVrif = 0.222

Accelerazione di aggancio SLD ($ag/g_{SLD} \cdot S \cdot ST$) PGA,SLDrif = 0.081

Tr,SLVrif = 475 anni

Tr,SLDrif = 50 anni

Moltiplicatori minimi delle condizioni sismiche

Rottura a taglio

Moltiplicatore: 1.766

Pilastrata 1

Valori azioni gravitazionali N= -612.977 Tx= 32.928 Ty= 0

Valori azioni sismiche N= -0.001 Tx= 160.643 Ty= -25.787

Tagli ultimi Tx= 193.615 Ty= 193.615

Combinazione SLV 13

Sezione a quota 6.2

Tempo di ritorno 1745 anni

Indicatore $iTr = (T_r/T_{r,SLVrif})^{.41} = 1.705$

PGA 0.355

Indicatore $iPGA = PGA/PGA_{SLVrif} = 1.596$

Rottura a flessione

Moltiplicatore: 0.115

Pilastrata 1

Valori azioni gravitazionali N= -630.909 Mx= 0 My= 6555.13

Valori azioni sismiche N= 0 Mx= 1387.753 My= 7270.813

Momenti ultimi Mx= 1388.832 My= 13836.693

Combinazione SLV 1

Sezione a quota 0

Tempo di ritorno 5 anni

Indicatore $iTr = (T_r/T_{r,SLVrif})^{.41} = 0.155$

PGA 0.022

Indicatore $iPGA = PGA/PGA_{SLVrif} = 0.099$

Raggiungimento dello spostamento limite di interpiano

Moltiplicatore: 0.895

Combinazione SLD 7

tra Nodo 7 e Nodo 42

Tempo di ritorno 40 anni

Indicatore $iTr=(Tr/Tr,SLDrif)^{.41} = 0.913$

PGA 0.07

Indicatore $iPGA=PGA/PGA,SLDrif = 0.875$

Indicatori minimi riferiti al solo materiale C.A.

Desc.	Stato limite	Molt.	Comb.	PGA	PGA/PGArif	TR	$(TR/TRrif)^{.41}$
Pilastrata 1	Taglio	1.766	SLV 13	0.355	1.596	1745	1.705
Pilastrata 1	Flessione	0.115	SLV 1	0.022	0.099	5	0.155

Verifica a pressoflessione e taglio dei pilastri; verifica dei nodi

Pilastro	Pressoflessione				Taglio				Nodi					Verifica	
	Coeff.s.	Molt.	iPGA	iTR	Coeff.s.	Molt.	iPGA	iTR	Coeff.s.	Molt.	iPGA	iTR	Conf.	Min.st.	
Pilastrata 1	0	0.192	0.175	0.236	1.874	1.977	1.596	1.705							No
Pilastrata 1	0	0.272	0.258	0.313	2.322	2.447	1.596	1.705							No
Pilastrata 1	0	0.269	0.253	0.309	2.338	2.465	1.596	1.705							No
Pilastrata 1	0	0.171	0.161	0.221	1.866	1.977	1.596	1.705							No
Pilastrata 1	0	0.161	0.145	0.205	1.563	1.766	1.596	1.705							No
Pilastrata 1	0	0.296	0.282	0.335	2.44	2.441	1.596	1.705							No
Pilastrata 1	0	0.212	0.202	0.261	2.185	2.447	1.596	1.705							No
Pilastrata 1	0	0.115	0.099	0.155	1.753	1.898	1.596	1.705							No

6.7.2. post-intervento

Verifiche condotte secondo D.M. 14-01-08 (N.T.C.) § C8.7.2.4

Accelerazioni e tempi di ritorno

Accelerazione di aggancio SLV ($ag/g_{SLV}*S*ST$) PGA,SLVrif = 0.222

Accelerazione di aggancio SLD ($ag/g_{SLD}*S*ST$) PGA,SLDrif = 0.081

Tr,SLVrif = 475 anni

Tr,SLDrif = 50 anni

Moltiplicatori minimi delle condizioni sismiche

Rottura a taglio

Moltiplicatore: 1.286

Pilastrata 1

Valori azioni gravitazionali N= -335.784 Tx= 0.529 Ty= -18.126

Valori azioni sismiche N= 1833.354 Tx= 136.02 Ty= 128.02

Tx= 160.643 Ty= -25.787

Tagli ultimi Tx= 193.615 Ty= 193.615

Combinazione SLV 21

Sezione a quota 0

Tempo di ritorno 815 anni

Indicatore $iTr=(Tr/Tr,SLVrif)^{.41} = 1.249$

PGA 0.271

Indicatore $iPGA=PGA/PGA,SLVrif = 1.221$

Rottura a flessione

Moltiplicatore: 0.875

Pilastrata 1

Valori azioni gravitazionali N= -401.779 Mx= 1579.847 My= 1882.271

Valori azioni sismiche N= 1023.667 Mx= 372.001 My= 266.654

Momenti ultimi Mx= 952.11 My= 1134.368

Combinazione SLV 6

Sezione a quota 0

Tempo di ritorno 345 anni

Indicatore $iTr=(Tr/Tr,SLVrif)^{.41} = 0.878$

PGA 0.194

Indicatore $iPGA=PGA/PGA,SLVrif = 0.877$

Raggiungimento dello spostamento limite di interpiano

Moltiplicatore: 2.405

Combinazione SLD 2

tra Nodo 8 e Nodo 410

Tempo di ritorno 356 anni

Indicatore $iTr=(Tr/Tr,SLDrif)^{.41} = 2.236$

PGA 0.198

Indicatore $iPGA=PGA/PGA,SLDrif = 2.455$

Indicatori minimi riferiti al solo materiale C.A.

Desc.	Stato limite	Molt.	Comb.	PGA	PGA/PGArif	TR	(TR/TRrif)^.41
Pilastrata 1	Taglio	1.28	SLV 21	0.271	1.221	1745	1.249
Pilastrata 1	Flessione	0.875	SLV 6	0.194	0.878	345	0.877

Verifica a pressoflessione e taglio dei pilastri; verifica dei nodi

Pilastro	Pressoflessione				Taglio				Nodi					Verifica	
	Coeff.s.	Molt.	iPGA	iTR	Coeff.s.	Molt.	iPGA	iTR	Coeff.s.	Molt.	iPGA	iTR	Conf.	Min.st.	
Pilastrata 1	1.135	1.01	1.008	1.012	1.341	1.273	1.263	1.296							Si
Pilastrata 1	0.861	0.95	0.952	0.951	4.262	5.648	1.596	1.705							No
Pilastrata 1	0.796	0.812	0.901	0.889	1.28	1.232	1.221	1.249							No
Pilastrata 1	0.887	0.97	0.961	0.987	2.352	4.691	1.596	1.705							No
Pilastrata 1	1.244	1.09	1.086	1.095	5.259	6.961	1.596	1.705							Si
Pilastrata 1	0.7	0.875	0.878	0.877	4.596	5.478	1.596	1.705							No
Pilastrata 1	0.912	0.98	0.977	0.983	3.266	3.372	1.596	1.705							No
Pilastrata 1	0.895	0.92	0.915	0.941	1.753	1.898	1.596	1.705							No

Come si evince dai risultati numerici delle modellazioni, gli interventi progettati hanno comportato un miglioramento del comportamento dinamico e un aumento degli indici di vulnerabilità, che comunque non raggiungono l'unità (trattasi infatti di intervento di miglioramento sismico, e non di adeguamento).

I nuovi elementi controventanti, quali setti in c.a. e controventi in acciaio, unitamente all'irrigidimento della copertura al fine di creare un piano solidale, hanno permesso di "scaricare" i pilastri dalle azioni orizzontali agenti, trasferendole sulle nuove strutture di controvento.

Il progettista
Ing. Giustino Moro

