

REGIONE PIEMONTE - PROVINCIA DI ALESSANDRIA

COMUNE DI QUATTORDIO

CASA DI RIPOSO OPERA GARAVELLI - ROVEDA - PETTAZZI

largo S.G.B. Cottolengo n.1 -15028 Quattordio (AL)

AMPLIAMENTO

PROGETTO DEFINITIVO - FINANZA DI PROGETTO

(ai sensi dell'art. 183 e segg. del D.Lgs 50/2016, art. 23 comma 2 D.Lgs 50/2016, art. 17 D.P.R. 207/2010)

proponente



proprietà
dell'immobile

Cooperativa Sociale Bios

Società Cooperativa Sociale Onlus

Piazza G. Ambrosoli 5 - 15121 Alessandria (AL)

P. IVA 015619890064

Cooperativa Soc. BIOS
Società Cooperativa Sociale ONLUS
Piazza G. Ambrosoli, 5
15121 ALESSANDRIA
C.F. e P. IVA 01561990064

Comune di Quattordio

via Civaleri 13 - 15028 Quattordio (AL)

progettisti



studio associato

FRATERNALI - QUATTROCCOLO

architetti

Via G. Piazzi 17 - 10129 Torino

quattroccolo
UGO QUATTROCCOLO
N° 5428
Ordine degli Architetti - Torino

strutture:

Dott. Ing. Roberto BARTOLOZZI

C.so Moncalieri 57 - 10133 Torino

impianti termomeccanici:

Dott. Ing. Pasquale Matarazzo

Via dei Giardini 3 - 10029 Chieri (TO)

impianti elettrici:

Studio Tecnico Marcon

C.so C. G. Allamano, 40 Int. 11/c - 10136 - Torino



progetto:

OPERE STRUTTURALI

sigla:

22

oggetto:

**RELAZIONE DESCRITTIVA DELLE OPERE
STRUTTURALI
ST-D01-Rev01**

scala:

-

data emissione: Giugno 2018

aggiornamento:

RELAZIONE DESCRITTIVA **DELLE OPERE STRUTTURALI**

La relazione che segue descrive le opere strutturali oggetto del progetto definitivo per la “Ristrutturazione ed ampliamento della residenza esistente per anziani di proprietà comunale denominata – Opera Garavelli – Roveda – Petazzi – ubicata nel comune di Quattordio (AL), in Largo S. Giuseppe Cottolengo n° 1”.

L'intervento, dal punto di vista strutturale consiste in un ampliamento sul lato nord del fabbricato esistente, di circa 80 mq, ad 1 p.f.t., in cemento armato ordinario, gettato in opera, con orizzontamento al 1° piano in latero-cemento, sp. 24 cm di spessore, supportato da travi in spessore e 8 pilastri, di sezione circolare di 30 cm di diametro, fondati su plinti di dimensione 100 x 100 x 40 cm.

Data la natura superficiale del terreno, rilevata mediante sondaggi e prove sismiche, e la presenza di un vecchio piano interrato, i plinti poggiano su coppie di micropali, con perforazione di diametro, 200-220 mm, in tubo d'acciaio di diametro 127 mm e spessore 8 mm, della lunghezza di 9 m, in grado di ancorarsi nella parte più compatta del substrato roccioso e di ridurre le interazioni con la struttura esistente.

La copertura dell'ampliamento è prevista in lamiera grecata H= 100+16, spessore 0.5-0.4 mm, poggiate su struttura in carpenteria metallica, costituita da un'orditura principale di travi tipo HEA120 e un'orditura secondaria di travi IPE140, poggiate su ritti tipo HEA 100 a sua volta collegati alla nuova struttura in c.a. del 1 piano.

Si prevede inoltre, sempre al 1 piano, un ulteriore ampliamento di circa 35 mq, insistente sulla parte di edificio esistente.

La copertura ha le medesime caratteristiche di quelle di quella descritta in precedenza ma, i ritti, di tipo HEA100, e, al fine di non insistere sulle strutture esistenti, nascono su profilati tipo HEA 120 accoppiati, scaricanti a sua volta o su nuovi ritti fondati direttamente al piano terra su nuovi plinti o sui due pilastri esistenti di sezione 30 x50 e 30 x 40 cm.

Per eliminare infiltrazioni di acque meteoriche, avvenute in passato, in corrispondenza della scala esterna, è prevista la copertura della stessa con lamiera grecata poggiante su struttura in carpenteria metallica.

REGIONE PIEMONTE - PROVINCIA DI ALESSANDRIA

COMUNE DI QUATTORDIO

CASA DI RIPOSO OPERA GARAVELLI - ROVEDA - PETTAZZI
largo S.G.B. Cottolengo n.1 -15028 Quattordio (AL)
AMPLIAMENTO

PROGETTO DEFINITIVO - FINANZA DI PROGETTO

(ai sensi dell'art. 183 e segg. del D.Lgs 50/2016, art. 23 comma 2 D.Lgs 50/2016,
art. 17 D.P.R. 207/2010)

proponente



proprietà
dell'immobile

Cooperativa Sociale Bios
Società Cooperativa Sociale Onlus
Piazza G. Ambrosoli 5 - 15121 Alessandria (AL)
P. IVA 015619890084

Cooperativa Soc. BIOS
Società Cooperativa Sociale ONLUS
Piazza G. Ambrosoli 5
15121 ALESSANDRIA
C.F. e P. IVA 015619890084

Comune di Quattordio
via Civalieri 13 - 15028 Quattordio (AL)

progettisti



studio associato
FRATERNALI - QUATTROCCOLO
architetti
Via G. Piazzl 17 - 10129 Torino



strutture:
Dott. Ing. Roberto BARTOLOZZI
C.so Moncalieri 57 - 10133 Torino

impianti termomeccanici:
Dott. Ing. Pasquale Matarazzo
Via dei Giardini 3 - 10023 Chieri (TO)

impianti elettrici:
Studio Tecnico Marcon
C.so C. G. Allamano, 40 Int. 11/c - 10136 - Torino



progetto:
OPERE STRUTTURALI

sigla:
23

oggetto:
RELAZIONE TECNICA SPECIALISTICA
RELAZIONE DI CALCOLO
ST-D02-Rev01

scala:
-

data emissione: Giugno 2018
aggiornamento:

INDICE

GENERALITÀ.....	2
NORMATIVA VIGENTE.....	4
MATERIALI STRUTTURALI	4
Calcestruzzo per magrone.....	4
Calcestruzzo	4
Dosatura dei materiali.....	4
Qualità dei componenti.....	4
Prescrizione per inerti.....	5
Prescrizione per il disarmo.....	5
Controlli di accettazione - Provini da prelevare in cantiere (Punto 11.2.5 del D.M. 14/01/08).....	5
Acciaio per barre di armatura.....	6
Acciaio per carpenteria metallica.....	6
Acciaio per micropali.....	6
CARATTERIZZAZIONE E MODELLO GEOTECNICO DEL TERRENO.....	7
PRESTAZIONI DI PROGETTO - CLASSE DELLE STRUTTURE - VITA UTILE.....	10
CLASSIFICAZIONE AI SENSI DELLA NORMA EN 1090.....	10
PARAMETRI SISMICI.....	12
MODELLO AGLI ELEMENTI FINITI.....	14
ANALISI DEI CARICHI.....	16
1. Solaio di copertura in lamiera grecata coibentata Glamet.....	16
2. Solaio di piano primo in latero cemento 20+4 = 24 cm	20
2.ALLEGATO 1 - ANALISI E VERIFICA CORPO AMPLIAMENTO.....	21
Inviluppo sollecitazioni di progetto.....	23
Quantitativi minimi di armatura e verifiche elementi strutturali in acciaio.....	40
Verifica lamiera grecata Coverib 850 sp. 0.6 mm.....	44
Verifica reticolare leggera supporto Coverib 850.....	45
Verifiche lamiera grecata Glamet 100+16 sp. lamiera 0.4-0.5 mm.....	45
Verifiche a capacità portante micropali.....	46
Verifiche a capacità portante plinti esistenti:.....	46

GENERALITÀ

La presente relazione di calcolo, facente parte del progetto definitivo, ha come oggetto l'analisi e la verifica strutturale dei lavori per "Ristrutturazione ed ampliamento della residenza esistente per anziani di proprietà comunale denominata - Opera Garovelli - Roveda - Petazzi - ubicata nel comune di Quattordio (AL), in Largo S. Giuseppe Cottolengo n° 1".

L'intervento, dal punto di vista strutturale consiste in un ampliamento sul lato nord del fabbricato esistente, di circa 80 mq, ad 1 p.f.t., in cemento armato ordinario, gettato in opera, con orizzontamento al 1 piano costituito da un solaio in latero-cemento di 24 cm di spessore, supportato da travi in spessore e 8 pilastri, di sezione circolare di 30 cm di diametro, fondati su plinti di dimensione 100 x 00 x 40 cm.

Data la natura superficiale del terreno, rilevata mediante sondaggi e prove sismiche, e la presenza di un vecchio piano interrato, i plinti poggiano su coppie di micropali, con perforazione di diametro, 200-220 mm, in tubo d'acciaio di diametro 127 mm e spessore 8 mm, della lunghezza di 9 m, in grado di ancorarsi nella parte più compatta del substrato roccioso e di ridurre le interazioni con la struttura esistente.

La copertura dell'ampliamento è prevista in lamiera grecata Coverib 850 appoggiata su di una struttura reticolare leggera costituita da profili pressopiegati ad U 60x30x3 mm poste in opera con un interasse di circa 1.56 m, le quali appoggiano a loro volta su di una lamiera grecata coibentata Glamet H= 100+16, spessore 0.5-0.4 mm, poggiante su struttura in carpenteria metallica, costituita da un'orditura principale di travi tipo HEA120 e un'orditura secondaria di travi IPE140, poggiante su ritti tipo HEA 100 a sua volta collegati alla nuova struttura in c.a. del 1 piano.

Si prevede inoltre, sempre al 1 piano, un ulteriore ampliamento di circa 35 mq, insistente sulla parte di edificio esistente.

La copertura ha le medesime caratteristiche di quelle di quella descritta in precedenza ma, i ritti, di tipo HEA100, e, al fine di non insistere sulle strutture esistenti, nascono su profilati tipo HEA 120 accoppiati, scaricanti a sua volta o su nuovi ritti fondati direttamente al piano terra su nuovi plinti o sui due pilastri esistenti di sezione 30 x 50 e 30 x 40 cm che sono analizzati e verificati nella presente relazione.

Per eliminare infiltrazioni di acque meteoriche, avvenute in passato, in corrispondenza della scala esterna, è prevista la copertura della stessa con lamiera grecata poggiante su struttura in carpenteria metallica.

Si precisa che i nuovi carichi previsti per l'ampliamento in corrispondenza della struttura esistente sono del tutto analoghi a quelli già previsti nel progetto originario di modo da non avere incrementi di carico sui vari elementi strutturali esistenti, ad eccezione dei due pilastri citati.

Nel seguito si riportano le analisi e le verifiche dei corpi di fabbrica in oggetto, progettati secondo il criterio della gerarchia delle resistenze per strutture site in zona sismica di tipo 4, eseguite con il metodo degli stati limite, sotto sollecitazioni statiche e sismiche, attraverso la modellazione agli elementi finiti tridimensionale.

Gli elementi strutturali non riportati in relazione si ritengono analizzati e verificati in maniera analoga.

Il Comune di Quattordio (AL) dove è localizzato l'intervento, è sismico di tipo 4, a bassa sismicità.

NORMATIVA VIGENTE

- D.M. 14 gennaio 2008 – “ Nuove Norma Tecniche per le costruzioni”
- Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 – “ Istruzioni per l’applicazione delle “ Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008”.

MATERIALI STRUTTURALI

Calcestruzzo per magrone

- Calcestruzzo con Classe di resistenza C 12/15
- R_{ck} = resistenza cubica del calcestruzzo = 15 N/mm²
- f_{ck} = resistenza cilindrica a compressione = 0.83 R_{ck} = 12.45 N/mm²

Calcestruzzo

- Calcestruzzo con Classe di resistenza C 25/30
- R_{ck} = resistenza cubica del calcestruzzo = 30 N/mm²
- f_{ck} = resistenza cilindrica a compressione = 0.83 R_{ck} = 24.9 N/mm²
- f_{cm} = valore medio della resistenza cilindrica = $f_{ck} + 8$ = 32.9 N/mm²
- f_{ctm} = resistenza media a trazione semplice assiale = 0.30 $f_{ck}^{2/3}$ = 2.56 N/mm²
- f_{ctm} = resistenza a trazione per flessione = 1.2 f_{ctm} = 3.07 N/mm²
- E_{cm} = modulo elastico = 22000 $(f_{cm}/10)^{0.3}$ = 31447 N/mm²
- ν = coefficiente di Poisson = 0.20
- Classe di consistenza : S4 (travi, solai, pilastri e setti), S3 (fondazioni)
- Classe d’esposizione ambientale : XC1 (travi, solai, pilastri e setti), XC2 (fondazioni).
- Copriferro \geq 30 mm

Dosatura dei materiali.

La dosatura dei materiali per ottenere un calcestruzzo di classe C25/30 è orientativamente la seguente (per m³ d’impasto).

sabbia	0.4 m ³
ghiaia	0.8 m ³
acqua	150 litri
cemento tipo 425	350 kg/m ³

Qualità dei componenti

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

La ghiaia deve contenere elementi assortiti, di dimensioni fino a 16 mm, resistenti e non gelivi, non friabili, scevri di sostanze estranee, terra e salsedine. Le ghiaie sporche vanno accuratamente lavate.

Anche il pietrisco proveniente da rocce compatte, non gessose né gelive, dovrà essere privo di impurità od elementi in decomposizione.

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

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

Prescrizione per inerti

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

Assortimento granulometrico in composizione compresa tra le curve granulometriche sperimentali:

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

Prescrizione per il disarmo

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

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

Controlli di accettazione - Provini da prelevarsi in cantiere (Punto 11.2.5 del D.M. 14/01/08)

Prelievo = n° 2 cubetti di lato 15 cm;

Controllo tipo A

Il controllo è riferito ad un quantitativo di miscela omogenea non maggiore di 300 m³.

Ogni controllo di accettazione di tipo A è rappresentato da tre prelievi, ciascuno dei quali eseguito su un massimo di 100 m³ di getto di miscela omogenea. Risulta quindi un controllo di accettazione ogni 300 m² massimo di getto. Per ogni giorno di getto va comunque effettuato almeno un prelievo.

Nelle costruzioni con meno di 100 m³ di getto di miscela omogenea, fermo restando l'obbligo di almeno 3 prelievi e del rispetto delle limitazioni di cui sopra, è consentito derogare all'obbligo del prelievo giornaliero.

Controllo di accettazione di tipo A (quantitativo di miscela omogenea non maggiore di 300 m³), positivo se :

$$R_i \geq R_{ck} - 3.5$$

Controllo tipo B

Nella realizzazione di opere strutturali che richiedano l'impiego di più di 1500 m³ di miscela omogenea è obbligatorio il controllo di accettazione di tipo statistico (B).

Il controllo è riferito ad una definita miscela omogenea e va eseguito con frequenza non minore di un controllo ogni 1500 m³ di calcestruzzo.

Per ogni giorno di getto di miscela omogenea va effettuato un prelievo e complessivamente almeno 15 prelievi sui 1500 m³.

Il prelievo dei provini per il controllo di accettazione va eseguito alla presenza del Direttore dei Lavori o di un Tecnico di sua fiducia che provvede alla redazione di un apposito verbale di prelievo e dispone l'identificazione dei provini mediante sigle.

La domanda di prove al Laboratorio deve essere sottoscritta dal Direttore dei Lavori e deve contenere precise indicazioni sulla posizione delle strutture interessate da ciascun prelievo.

Acciaio per barre di armatura

- Tipo B450C
- f_{yk} = tensione caratteristica di snervamento = 450 N/mm²
- f_{yt} = tensione caratteristica di rottura = 540 N/mm²
- $(f_t/f_y)_k \geq 1.15$ e < 1.35
- $(f_t/f_{ynom})_k \leq 1.25$
- Allungamento $(A_{gt})_k \geq 7.5\%$
- γ_s = coefficiente di sicurezza dell'acciaio per c.a. = 1.15
- f_{yd} = resistenza di calcolo = $450 : 1.15 = 391.30$ N/mm²
- f_{bd} = resistenza tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo = $f_{bk} : \gamma_c = 5.755 : 1.5 = 3.837$ N/mm²
- f_{bk} = resistenza tangenziale caratteristica = $2.25 \times \eta \times f_{ctk} = 2.25 \times 1.0 \times 2.558 = 5.755$ N/mm²

Acciaio per carpenteria metallica

Acciaio tipo S235 dove:

- f_{tk} = tensione di rottura = 360 N/mm²
- f_{yk} = tensione di snervamento = 235 N/mm²
- f_{yd} = tensione di calcolo = $f_{yk} : \gamma_M = 235 : 1.05 = 223.81$ N/mm²
- E = modulo elastico = 210000 N/mm²
- ν = coefficiente di Poisson = 0.3'
- α = coefficiente di espansione termica lineare = 12×10^{-6} °C⁻¹
- ρ = densità = 7850 kg/m³
- Bulloni = classe 8.8

Acciaio per micropali

Acciaio tipo S355 dove:

- f_{tk} = tensione di rottura = 510 N/mm²
- f_{yk} = tensione di snervamento = 355 N/mm²
- f_{yd} = tensione di calcolo = $f_{yk} : \gamma_M = 355 : 1.05 = 338.10$ N/mm²
- E = modulo elastico = 210000 N/mm²
- ν = coefficiente di Poisson = 0.3'

- α = coefficiente di espansione termica lineare = $12 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$
- ρ = densità = 7850 kg/m^3

CARATTERIZZAZIONE E MODELLO GEOTECNICO DEL TERRENO

Per la caratterizzazione del terreno si è fatto riferimento alla Relazione Geologica - geotecnica e Idrogeologica e sismica redatta dal geologo Dott. Michele De Ruvo in data 24/03/2016.

In base al complesso dei risultati dei rilievi eseguiti in sito e dei dati di prova d'archivio, risultati tra loro perfettamente correlabili, la stratigrafia può essere rappresentata, a partire dal piano cortile originario, dai seguenti livelli:

LIVELLO 1: da p.c. a - 1.50 m, terreno vegetale e/o materiale di riporto eterogeneo (terreno grossolano, anche laterizi, misto a fine) costituente il sottofondo dell'area verde verso scarpata;

LIVELLO 2 : sino a profondità compresa tra - 1.80 - - 4.80 circa: terreni limosi - argillosi e sabbiosi poco compatti - la potenza maggiore è verso la scarpata presente ad Est dell'area;

LIVELLO 3 : sino a fondo prova a -9.9 p.c. : substrato roccioso costituito da depositi marini sabbiosi, dapprima alterati, poi più omogenei e con maggiore ed elevato addensamento e localizzata cementazione carbonatica.

Non è stata riscontrata la presenza di livelli idrici sino alla profondità di prova (-9.9 m dal p.c.)

Sulla base dei dati dedotti si riporta di seguito una parametrizzazione dei livelli valida per l'area indagata, già elaborata statisticamente per definire i parametri caratteristici:

LIVELLO 1 (riporto)

Φ_k = angolo d'attrito interno = 20°

γ = peso di volume = 16.0 kN/m^3

c = coesione = 0.0 kPa

LIVELLO 2 (limo argilloso-sabbioso)

N_{SPT} = 7

Φ_k = angolo d'attrito interno = 26°

Φ_d = 21°

γ = peso di volume = 18.0 kN/m^3

c = coesione = $0.0 - 26 \text{ kPa}$

Coefficiente Poisson = 0.36

Modulo edometrico = 19 kg/cm²

LIVELLO 3 (alterazione substrato roccioso))

$N_{SPT} = 16$

$\Phi_k = \text{angolo d'attrito interno} = 31^\circ$

$\Phi_d = 25^\circ$

$D_R \% = \text{densità relativa} = 65\%$

$\gamma = \text{peso di volume} = 22.0 \text{ kN/m}^3$

$c = \text{coesione} = 50 \text{ kPa}$

Coefficiente Poisson = 0.33

Modulo edometrico = 28 kg/cm²

Per ciò che riguarda il progetto in esame non si ritiene che il terreno di fondazione possa essere suscettibile di liquefazione in quanto, sulla base della Disaggregazione dati Metodologia di valutazione delle Magnitudo INGV (da <http://esse1-gis.mi.ingv.it/>), sono attesi eventi sismici di magnitudo M inferiore a 5 (M media = 4,78), le accelerazioni attese sono inferiori a 0,1 g ed inoltre, non sono segnalati livelli di sabbie fini omogenee e continue sotto il livello della falda freatica.

Sulla base della stratigrafia riscontrata direttamente sino a circa -20 m, integrata dai dati stratigrafici disponibili in banca dati Arpa Piemonte e relativi ad un pozzo Prisma (rete di monitoraggio regionale) posto a Nord del Parco Porporati (vicino all'ufficio postale), si ritiene che il sottosuolo dell'area in oggetto possa ragionevolmente rientrare nella categoria di terreno **Tipo B** "depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $NSPT,30 > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250 \text{ kPa}$ nei terreni a grana fina).

Le verifiche geotecniche dei manufatti di fondazione sono state eseguite in accordo a quanto riportato all'interno delle NTC, in particolare si è adottato l'approccio DA2 (A1+M1+R3), che prevede l'utilizzo dei seguenti coefficienti di sicurezza parziali:

NORMATIVA

- D.M. 1988 + D.M. 1996 Tens. Amm N.T.C. 2008 - Approccio 1
 D.M. 1988 + D.M. 1996 Stato Limite N.T.C. 2008 - Approccio 2

Azioni - N.T.C. 2008 Parametri geotecnici - N.T.C. 2008 Altro

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

Carichi	Effetto		Combinazioni statiche		Combinazioni sismiche	
			A1	A2	A1	A2
Permanenti	Favorevole	γ_{G1fav}	1,00	1,00	1,00	1,00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{G1sfav}	1,30	1,00	1,00	1,00
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2fav}	0,00	0,00	0,00	0,00
Permanenti non strutturali	Sfavorevole	γ_{G2sfav}	1,50	1,30	1,00	1,00
Variabili	Favorevole	γ_{Qifav}	0,00	0,00	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qisfav}	1,50	1,30	1,00	1,00
Variabili da traffico	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00	0,00	0,00
Variabili da traffico	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1,35	1,15	1,00	1,00
Termici	Favorevole	$\gamma_{E_{fav}}$	0,00	0,00	0,00	0,00
Termici	Sfavorevole	$\gamma_{E_{sfav}}$	1,20	1,00	1,00	1,00

NORMATIVA

- D.M. 1988 + D.M. 1996 Tens. Amm N.T.C. 2008 - Approccio 1
 D.M. 1988 + D.M. 1996 Stato Limite N.T.C. 2008 - Approccio 2

Azioni - N.T.C. 2008 Parametri geotecnici - N.T.C. 2008 Altro

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro		Combinazioni statiche		Combinazioni sismiche	
		M1	M2	M1	M2
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan(\phi')}$	1,00	1,25	1,00	1,25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25	1,00	1,25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1,00	1,40	1,00	1,40
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1,00	1,60	1,00	1,60
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1,00	1,00	1,00	1,00

NORMATIVA			
<input type="radio"/> D.M. 1988 + D.M. 1996 Tens. Amm	<input type="radio"/> N.T.C. 2008 - Approccio 1		
<input type="radio"/> D.M. 1988 + D.M. 1996 Stato Limite	<input checked="" type="radio"/> N.T.C. 2008 - Approccio 2		
Azioni - N.T.C. 2008	Parametri geotecnici - N.T.C. 2008	Altro	
Verifica	Coefficienti parziali		
	R1	R2	R3
Scorrimento - N.T.C. 2008	1,00	1,00	1,10
Capacità portante - N.T.C. 2008	1,00	1,00	1,40
Ribaltamento - N.T.C. 2008	1,00		
Scorrimento - D.M. 1996	1,30		
Capacità portante - D.M. 1996	2,00		
Ribaltamento - D.M. 1996	1,50		

PRESTAZIONI DI PROGETTO - CLASSE DELLE STRUTTURE - VITA UTILE

La costruzione in oggetto è di classe d'uso II

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

ed è di tipo 2 (*opere ordinarie*) con vita nominale ≥ 50 anni, $C_U =$ coefficiente d'uso = 1,0, $V_R =$ vita di riferimento = $C_U \times V_N = 50$ anni.

CLASSIFICAZIONE AI SENSI DELLA NORMA EN 1090

Al fine di classificare gli elementi strutturali dal punto di vista delle caratteristiche costruttive, facendo riferimento alla norma UNI 1090, in vigore dal 1° luglio 2014, si classifica la struttura in oggetto secondo una matrice di valutazione dei rischi composta da fattori legati a:

- SC: Rischi connessi all'esercizio della struttura;
- PC: Rischi connessi alla costruzione della struttura;
- CC: Importanza dei danni derivanti dall'uso della struttura;

SC: Rischi connessi all'esercizio della struttura;

Categoria	Criterio
SC1	<ul style="list-style-type: none"> Strutture e componenti progettati solo per azioni quasi-statiche (ad es.: edifici). Strutture e componenti con i loro sistemi di giunzione progettati per azioni sismiche in aree con bassa attività sismica ed in DCL * Strutture e componenti progettati per sollecitazioni a fatica derivanti da gru (classe S₀)**
SC2	<ul style="list-style-type: none"> Strutture e componenti progettati per sollecitazioni a fatica secondo EN 1993 (ad es.: ponti ferroviari e stradali, gru (classe da S1 a S9)**), strutture soggette a vibrazioni dovute al vento, al sovraffollamento a alla presenza di macchine rotanti). Strutture e componenti con i loro sistemi di giunzione progettati per azioni sismiche in aree con media ed alta attività sismica ed in DCM * e DCH*
*DCL, DCM, DCH: classe di duttilità secondo EN 1998-1	
** Per la classificazione delle sollecitazioni di fatica delle gru, vedere EN 1001-3 e EN 130001-1	

PC: Rischi connessi alla costruzione della struttura

Categoria	Criterio
PC1	<ul style="list-style-type: none"> Componente senza saldature fabbricato con prodotti di acciaio qualsiasi grado. Componente con saldature fabbricato con prodotti di acciaio con caratteristiche inferiori al grado S355.
PC2	<ul style="list-style-type: none"> Componente con saldature fabbricato con prodotti di acciaio di grado S355 e superiore. Componenti fondamentali per l'integrità strutturale che vengono assemblati in cantiere mediante saldatura Componenti ottenuti per formatura a caldo o sottoposti a trattamenti termico durante la lavorazione. Componenti reticolari a sezione circolare cava - CHS - richiedenti taglio del profilo terminale.

CC: Importanza dei danni derivanti dall'uso della struttura;

Classe	Danno	Esempi di edifici ed opere di ingegneria civile
CC3	Danni elevati per perdita di vite umane, o conseguenze economiche, sociali e ambientali molto gravi	Tribune, edifici pubblici ove le conseguenze di un crollo sono molto gravi (ad es. sala da concerto)
CC2	Danni medi per perdita di vite umane, o conseguenze economiche, sociali e ambientali considerevoli	Edifici residenziali e per uffici, edifici pubblici dove i danni per crollo sono medi (es. edificio per uffici)
CC1	Danni bassi per perdita di vite umane, o conseguenze economiche, sociali e ambientali trascurabili	Edifici agricoli dove le persone normalmente non entrano (es.. magazzini), serre.

Sulla base dei rischi identificati, si può classificare la struttura, sulla base delle linee guida dell'EN 1090, come **EXC2**

Classificazione del danno		CC1		CC2		CC3	
Esercizio		SC1	SC2	SC1	SC2	SC1	SC2
Costruzione	PC1	EXC1	EXC2	EXC2	EXC3	EXC3	EXC3
	PC2	EXC2	EXC2	EXC2	EXC3	EXC3	EXC4

PARAMETRI SISMICI

L'azione dell'azione sismica di progetto viene effettuata in funzione della "pericolosità sismica di base" del sito mediante opportune formule spettrali variabili in relazione alla probabilità di superamento, nel periodo di riferimento adottato e, pertanto, in relazione al particolare stato limite considerato (SLV = Stato limite di Salvaguardia della Vita).

I valori base dei parametri utili che consentono di definire le suddette azioni sismiche, per sito di riferimento rigido orizzontale sono quelli della "Accelerazione orizzontale massima al sito" (a_g), del "Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione" (F_o) e del "Periodo di inizio del tratto costante dello spettro in accelerazione" (T_c) che, come detto sono variabili a seconda dello stato limite considerato.

Tali valori sono definiti interpolando tra i valori forniti per i vertici del reticolo di riferimento più prossimi al sito.

Il fabbricato in oggetto sito nel Comune di Quattordio (AL) è in zona sismica di tipo 4, collocato secondo i seguenti valori di posizionamento:

Latitudine : 44°.89804

Longitudine : 8°.40590

Per lo SLV si sono adottati i seguenti parametri sismici:

P_r = periodo di ritorno = 475 anni

a_g = accelerazione massima del sito = 0.045 g

F_o = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale = 2.64

T_c^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale = 0.28

Analisi con fattore di struttura

L'analisi sismica del modello FEM del corpo ampliamento è di tipo elastica lineare con spettri di progetto agli SL e con fattore di struttura. La struttura in esame è di tipo misto a telaio in c.a. ed in acciaio.

Cautelativamente, ai fini del calcolo, si utilizza un fattore di struttura q pari a 3

MODELLO AGLI ELEMENTI FINITI

Le strutture del corpo di fabbrica in ampliamento sono state modellate con il software agli elementi finiti "Mastersap Top 2016" della AMV Software.

La struttura e il suo comportamento sotto le azioni statiche e dinamiche è stato adeguatamente valutato, interpretato e trasferito nel modello che si caratterizza per la sua impostazione completamente tridimensionale. A tal fine ai nodi strutturali possono convergere diverse tipologie di elementi, che corrispondono nel codice numerico di calcolo in altrettante tipologie di elementi finiti. Travi, pilastri e setti, ovvero componenti in cui una dimensione prevale sulle altre due, vengono modellati con elementi "beam", il cui comportamento può essere opportunamente perfezionato attraverso alcune opzioni quali quelle in grado di definire le modalità di connessione all'estremità. Eventuali elementi soggetti a solo sforzo normale possono essere trattati come elementi "truss" oppure con elementi "beam" opportunamente svincolati. Piastre e platee, ovvero elementi di tipo bidimensionale, sono modellati con elementi di tipo shell.

I vincoli con il mondo esterno vengono rappresentati con elementi in grado di definire le modalità di vincolo e le rigidità nello spazio. Questi elementi consentono di modellare i casi più complessi ma più frequenti di interazione con il terreno. Al di sotto dei plinti di fondazioni sono stati inseriti due vincoli rigidi a simulazione dei micropali di fondazione. Sulla base delle reazioni verrà poi verificata la capacità portante degli stessi.

I parametri dei materiali utilizzati per la modellazione riguardano il modulo di Young, il coefficiente di Poisson, ma sono disponibili anche opzioni per ridurre la rigidità flessionale e tagliente dei materiali per considerare l'effetto di fenomeni fessurativi nei materiali.

Il calcolo viene condotto mediante analisi lineare, ma vengono considerati gli effetti del secondo ordine e si può simulare il comportamento di elementi resistenti a sola trazione o compressione.

La presenza di diaframmi orizzontali, se rigidi, nel piano viene gestita attraverso l'impostazione di un'apposita relazione fra i nodi strutturali coinvolti, che ne condiziona il movimento relativo. Relazioni analoghe possono essere impostate anche fra elementi contigui. Le cosiddette relazioni di piano rigido sono state inserite nel modello con gli interventi di miglioramento e sopraelevazione, eseguiti. Nel caso in esame si sono inserite tali relazioni di piano a simulare la presenza dei solai in latero-cemento, i quali forniscono all'interno del piano una rigidità tale da potersi paragonare ad un orizzontamento infinitamente rigido all'interno del proprio piano.

Si ritiene che il modello utilizzato sia sufficientemente rappresentativo del comportamento reale della struttura. Sono stati inoltre valutate tutti i possibili effetti o le azioni anche transitorie che possano essere significative e avere implicazione per la struttura.

E' stata impiegata un'analisi dinamica in campo lineare con adozione di spettro di risposta conforme al D.M. 14.01.2008. Agli effetti del dimensionamento è stato quindi utilizzato il metodo degli stati limite.

Il software è in grado, di eseguire tutte le verifiche agli SL, strutturali e geotecnici, dimensionando le armature minime necessarie a verificare la struttura sulla base delle sollecitazioni di progetto. A seguito delle verifiche strutturali fornisce diagrammi e tabulati di calcolo con i quantitativi di armatura minimi necessari ed i tassi di sfruttamento dei diversi elementi strutturali a fronte dei differenti stati limite considerati.

ANALISI DEI CARICHI

Al fine di verificare la struttura, sulla base delle indicazioni di normativa, si sono applicati al modello agli elementi i seguenti carichi permanenti e variabili:

1. Solaio di copertura in lamiera grecata coibentata Glamet

Carichi permanenti:

Peso proprio lamiera grecata = 0.10 kN/m²
 Carico permanente portato (arcarecci pendenze)= 0.70 kN/m²

Carichi variabili:

Carico neve =

CALCOLO DELL'AZIONE DELLA NEVE

●	Zona I - Alpina Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbania, Vercelli, Vicenza.	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/mq}$ $a_s \leq 200 \text{ m}$ $q_{sk} = 1,39 [1+(a_s/728)^2] \text{ kN/mq}$ $a_s > 200 \text{ m}$
○	Zona I - Mediterranea Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese.	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/mq}$ $a_s \leq 200 \text{ m}$ $q_{sk} = 1,35 [1+(a_s/602)^2] \text{ kN/mq}$ $a_s > 200 \text{ m}$
○	Zona II Arezzo, Ascoli Piceno, Bari, Campobasso, Chieti, Ferrara, Firenze, Foggia, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona.	$q_{sk} = 1,00 \text{ kN/mq}$ $a_s \leq 200 \text{ m}$ $q_{sk} = 0,85 [1+(a_s/481)^2] \text{ kN/mq}$ $a_s > 200 \text{ m}$
○	Zona III Agrigento, Avellino, Benevento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Frosinone, Grosseto, L'Aquila, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastra, Olbia Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Rieti, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo.	$q_{sk} = 0,60 \text{ kN/mq}$ $a_s \leq 200 \text{ m}$ $q_{sk} = 0,51 [1+(a_s/481)^2] \text{ kN/mq}$ $a_s > 200 \text{ m}$

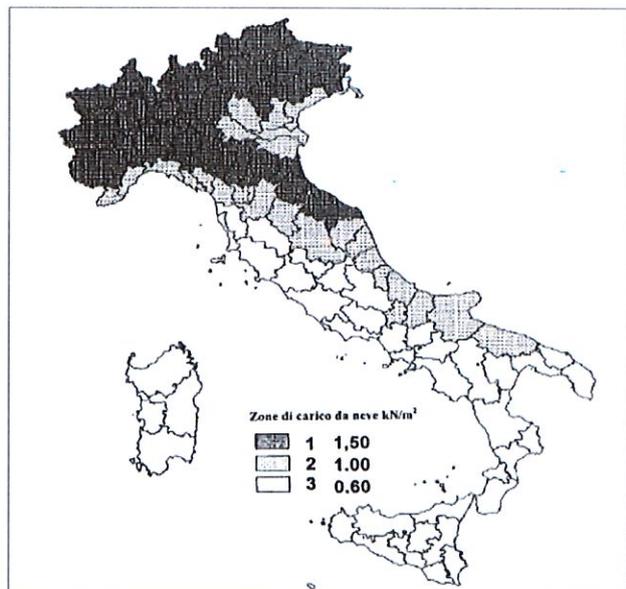
q_s (carico neve sulla copertura [N/mq]) = $\mu_i q_{sk} C_E C_t$ μ_i (coefficiente di forma) q_{sk} (valore caratteristico della neve al suolo [kN/mq]) C_E (coefficiente di esposizione) C_t (coefficiente termico)

Valore caratteristico della neve al suolo

a_s (altitudine sul livello del mare [m])	135
q_{sk} (val. caratt. della neve al suolo [kN/mq])	1,50

Coefficiente termico

Il coefficiente termico può essere utilizzato per tener conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente tiene conto delle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere utilizzato $C_t = 1$.



Coefficiente di esposizione

Topografia	Descrizione	C_E
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.	1

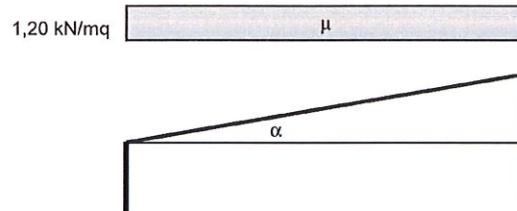
Valore del carico della neve al suolo

q_s (carico della neve al suolo [kN/mq])	1,50
--	------

Coefficiente di forma (copertura ad una falda)

α (inclinazione falda [°])	0
-----------------------------------	---

μ	0,8
-------	-----

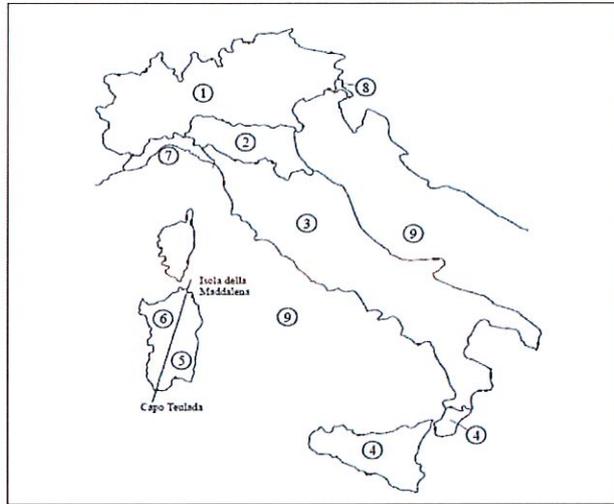


Carico vento =

CALCOLO DELL'AZIONE DEL VENTO

1) Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s [1/s]
1	25	1000	0.01
a_s (altitudine sul livello del mare [m])			135
T_R (Tempo di ritorno)			50
$v_b = v_{b,0}$ per $a_s \leq a_0$			
$v_b = v_{b,0} + k_s (a_s - a_0)$ per $a_0 < a_s \leq 1500$ m			
$v_b (T_R = 50)$ [m/s]			25.000
$\alpha_R (T_R)$			1.00073
$v_b (T_R) = v_b \cdot \alpha_R$ [m/s]			25.018



p (pressione del vento [N/mq]) = $q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$
 q_b (pressione cinetica di riferimento [N/mq])
 c_e (coefficiente di esposizione)
 c_p (coefficiente di forma)
 c_d (coefficiente dinamico)

Pressione cinetica di riferimento

$q_b = 1/2 \cdot \rho \cdot v_b^2$ ($\rho = 1,25$ kg/m³)

q_b [N/mq]	391.20
--------------	--------

Coefficiente di forma

E' il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento.

Coefficiente dinamico

Esso può essere assunto autelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.

Coefficiente di esposizione

Classe di rugosità del terreno

A) Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15m

Categoria di esposizione

ZONE 1,2,3,4,5						
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**
* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5						
** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1						

ZONA 6					
A	--	III	IV	V	V
B	--	II	III	IV	IV
C	--	II	III	III	IV
D	I	I	II	II	III

ZONE 7,8			
A	--	--	IV
B	--	--	III
C	--	--	III
D	I	II	**
* Categoria II in zona 8 Categoria III in zona 7			

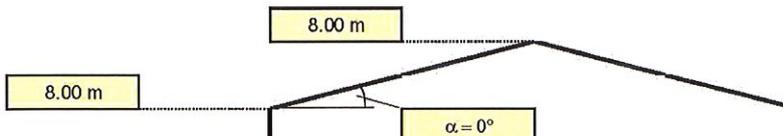
ZONA 9		
A	--	I
B	--	I
C	--	I
D	I	I

Zona	Classe di rugosità	a_s [m]
1	A	135

$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_i \cdot \ln(z/z_0) [7 + c_i \cdot \ln(z/z_0)]$ per $z \geq z_{min}$
 $c_e(z) = c_e(z_{min})$ per $z < z_{min}$

Cat. Esposiz.	k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]	c_i
V	0.23	0.7	12	1

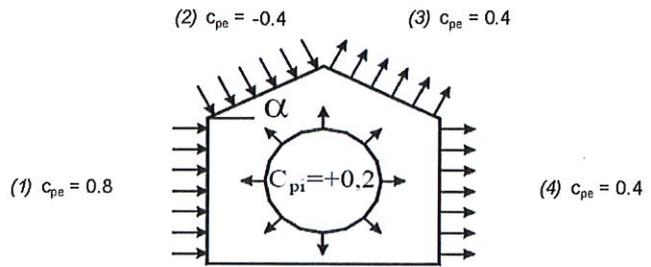
z [m]	c_e
$z \leq 12$	1.479
$z = 8$	1.479
$z = 8$	1.479



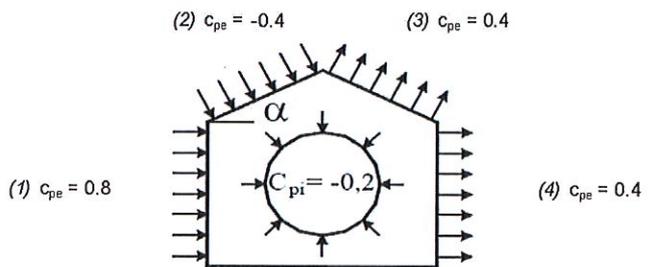
Coefficiente di forma (Edificio aventi una parete con aperture di superficie < 33% di quella totale)

Strutture non stagne

(1)	c_p	p [kN/mq]
	0.60	0.347
(2)	c_p	p [kN/mq]
	-0.60	-0.347
(3)	c_p	p [kN/mq]
	0.60	0.347
(4)	c_p	p [kN/mq]
	0.60	0.347

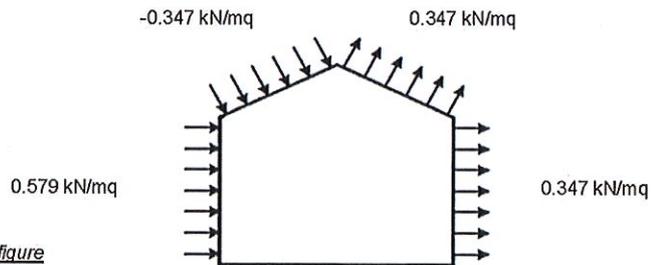


(1)	c_p	p [kN/mq]
	1.00	0.579
(2)	c_p	p [kN/mq]
	-0.20	-0.116
(3)	c_p	p [kN/mq]
	0.20	0.116
(4)	c_p	p [kN/mq]
	0.20	0.116



Combinazione più sfavorevole:

	p [kN/mq]
(1)	0.579
(2)	-0.347
(3)	0.347
(4)	0.347



N.B. Se p (o c_{pe}) è > 0 il verso è concorde con le frecce delle figure

2. Solaio di piano primo in latero cemento 20+4 = 24 cm

Carichi permanenti:

Peso proprio solaio in latero-cemento sp. 20+4 = 24 cm = 2.20 kN/m²

Carico permanente portato (massetti, pavimentazione, muricci) = 0.80 kN/m²

Peso pareti tamponamento esterne = 6.0 kN/m

Carichi variabili:

Carico esercizio civile abitazione = 2.0 kN/m²

2. ALLEGATO 1 - ANALISI E VERIFICA CORPO AMPLIAMENTO

STAMPA DEI DATI DI PROGETTO

INTESTAZIONE E DATI CARATTERISTICI DELLA STRUTTURA

Nome dell'archivio di lavoro	Modello Mastersap
Intestazione del lavoro	Casa di riposo
Tipo di struttura	Nello Spazio
Tipo di analisi	Statica e Dinamica
Tipo di soluzione	Lineare
Unita' di misura delle forze	kN
Unita' di misura delle lunghezze	m
Normativa	NTC/2008

NORMATIVA

Vita nominale costruzione	50 anni
Classe d'uso costruzione	II
Vita di riferimento	50 anni
Spettro di risposta	Stato limite ultimo slv
Probabilita' di superamento periodo di riferimento	10
Tempo di ritorno del sisma	475 anni
Localita'	Quattordio - (AL)
ag/g	0.046
F0	2.64
Tc	0.28
Categoria del suolo	B
Fattore topografico	1

STATO LIMITE ULTIMO

Coefficiente di smorzamento	5%
Eccentricita' accidentale	0%
Numero di frequenze	30

Fattore q di struttura per sisma orizzontale	qor=1
Duttilita'	Bassa Duttilita'

PARAMETRI SISMICI

Angolo del sisma nel piano orizzontale	0
Sisma verticale	Assente
Combinazione dei modi	CQC
Combinazione componenti azioni sismiche	NTC 2008 - Eurocodice 8
λ	0.3
μ	0.3

RIEPILOGO DELLE SEZIONI UTILIZZATE NEL MODELLO STRUTTURALE

SEZIONI RETTANGOLARI

Codice	Base	H
2	0.500	0.240
3	0.300	0.240
4	0.200	0.240
5	0.100	0.240

SEZIONI CIRCOLARI PIENE

Codice	Diametro
1	0.300

Codice	Diametro
11	0.020

SEZIONI A PROFILO SEMPLICE

Codice	Codice sezione	Asse Y capovolto
6	HEA 160	No
7	HEA 100	Si'
8	HEA 120	No
9	UNP 120	No
10	IPE 140	No

CARICHI PER ELEMENTI TRAVE, TRAVE DI FONDAZIONE E RETICOLARE

Carico distribuito con riferimento globale X

Descrizione	Cod.	Cond. carico	Tipo Azione/categoria	Val. iniz.	Dist. iniz. nodo I	Val. finale	Dist.fin. nodo I	Aliq.inerz.	Aliq.inerz. SLD
Pressione sopravento X	7	Condizione 4	Variabile: Vento	0.579000	0.000	0.579000	0.000	0.0000	0.0000

Carico distribuito con riferimento globale Y

Descrizione	Cod.	Cond. carico	Tipo Azione/categoria	Val. iniz.	Dist. iniz. nodo I	Val. finale	Dist.fin. nodo I	Aliq.inerz.	Aliq.inerz. SLD
Pressione sopravento Y	8	Condizione 5	Variabile: Vento	0.579000	0.000	0.579000	0.000	0.0000	0.0000
Pressione sottovento Y	9	Condizione 5	Variabile: Vento	0.347000	0.000	0.347000	0.000	0.0000	0.0000

Carico distribuito riferimento globale V

Descrizione	Cod.	Cond. carico	Tipo Azione/categoria	Val. iniz.	Dist. iniz. nodo I	Val. finale	Dist.fin. nodo I	Aliq.inerz.	Aliq.inerz. SLD
Peso lamiera grecata	1	Condizione 1	Permanente: Permanente portato	0.100000	0.000	0.100000	0.000	1.0000	1.0000
Permanenti portati copertura	2	Condizione 1	Permanente: Permanente portato	0.700000	0.000	0.700000	0.000	1.0000	1.0000
Sovraccarico neve	3	Condizione 2	Variabile: Neve	1.200000	0.000	1.200000	0.000	0.0000	0.0000
PP solaio c.a. + permanenti	4	Condizione 1	Permanente: Permanente portato	3.000000	0.000	3.000000	0.000	1.0000	1.0000
Carico di esercizio	5	Condizione 3	Variabile: Domestici e residenziali	2.000000	0.000	2.000000	0.000	0.0000	0.0000
Peso parete tamponamento	6	Condizione 1	Permanente: Permanente portato	6.000000	0.000	6.000000	0.000	1.0000	1.0000

COMBINAZIONI DI CARICO

NORMATIVA: NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI - D.M. 14/01/2008 (STATICO E SISMICO)

COMBINAZIONI PER LE VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
1	Statica	Azione sismica: Sisma assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.300
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.300
			Variabile: Domestici e residenziali	Condizione 3	1.500
			Variabile: Neve	Condizione 2	1.500
6	Dinamica	Azione sismica: Presente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Variabile: Domestici e residenziali	Condizione 3	0.300
			Variabile: Neve	Condizione 2	0.000
7	Vento in X	Azione sismica: Sisma assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.300

Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.300
			Variabile: Vento	Condizione 4	1.500
8	Vento in Y	Azione sismica: Sisma assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.300
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.300
			Variabile: Vento	Condizione 5	1.500

COMBINAZIONI PER LE VERIFICHE ALLO STATO LIMITE D'ESERCIZIO

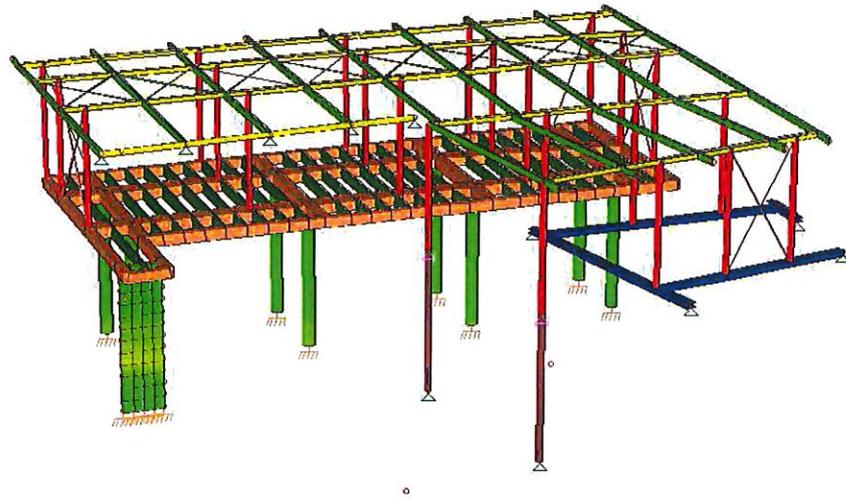
Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
2	Rara	Tipologia: Rara	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Variabile: Domestici e residenziali	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 2	1.000
3	Frequente	Tipologia: Frequente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Variabile: Domestici e residenziali	Condizione 3	0.500
			Variabile: Neve	Condizione 2	0.200
4	Quasi permanente	Tipologia: Quasi permanente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Variabile: Domestici e residenziali	Condizione 3	0.300
			Variabile: Neve	Condizione 2	0.000

COMBINAZIONI PER LE VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI DANNO

Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
5	S.L.D.	Azione sismica: Presente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Variabile: Domestici e residenziali	Condizione 3	0.300
			Variabile: Neve	Condizione 2	0.000

Inviluppo sollecitazioni di progetto

Di seguito si riportano l'inviluppo delle sollecitazioni di progetto, derivanti dall'analisi statica e dinamica, allo SLU, come indicato in normativa per interventi di nuova costruzione.



Prospettiva

Fig. 1: Modello FEM 3D

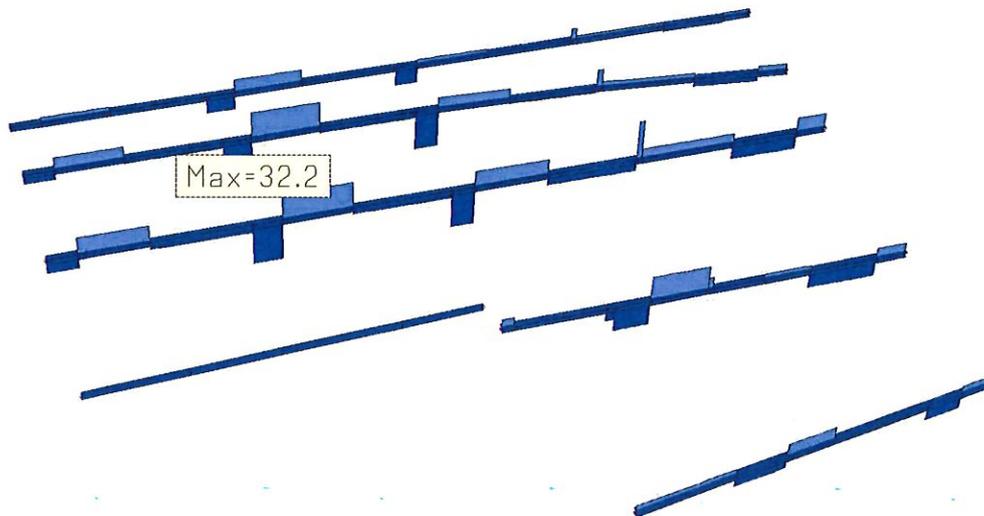


Fig. 2: Taglio Fy travi orditura principale [kN]

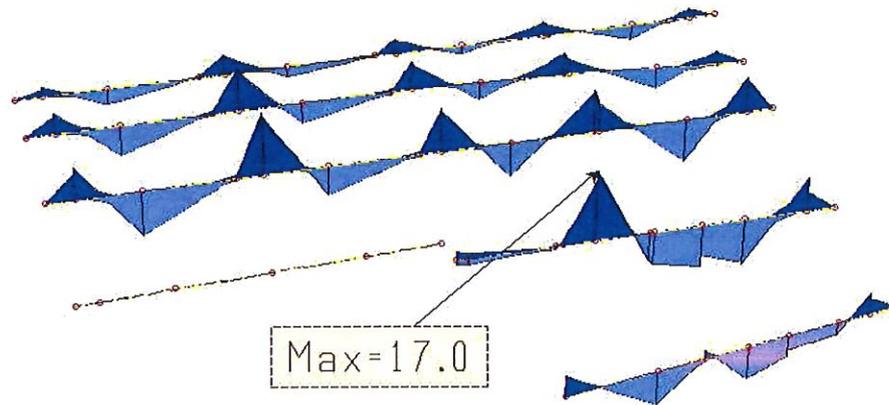


Fig. 3: Momento travi orditura principale [kNm]

In corrispondenza degli appoggi sui ritri verranno realizzati dei giunti di continuità sollecitati con un momento massimo di 17.0 kNm. Tali giunzioni su profili HEA 120 (Nodo tipo 2) sono realizzate con n°2 piastre sulle ali di dimensioni 350x120x10 mm con n° 12+12 bulloni M14 e n°2 piastre 200x60x6 mm sulle anime con n°4 bulloni M14. Le sollecitazioni di momento vengono assorbite dalle piastre sulle ali con sforzi di trazione pari a:

$$\begin{aligned}
 - T_{Ed} &= 17.0 / 0.114 = && 149.12 \text{ kN} \\
 - T_{Ed,i} &= 149.12 / 6 = && 24.85 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

La verifica a rifollamento delle ali del profilo HEA 120 risulta:

$$\begin{aligned}
 t_f &= \text{spessore ali HEA 120} = && 8 \text{ mm} \\
 d &= && 15 \text{ mm} \\
 f_{yd} &= 235 / 1.05 = && 223.8 \text{ N/mm}^2 \\
 f_{Ed} &= 24.85 \times 1000 / (8 \times 15) = && 207.11 \text{ N/mm}^2 < f_{yd} = \\
 &223.8 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

In maniera analoga sono state analizzate e verificate tutte le giunzioni presenti in progetto.

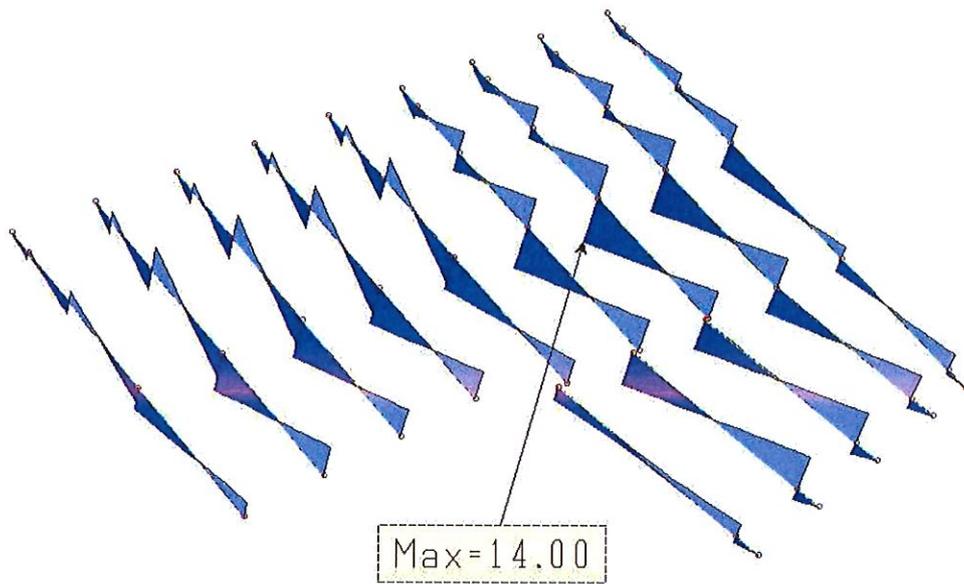


Fig. 4: Taglio Fy travi orditura secondaria [kN]

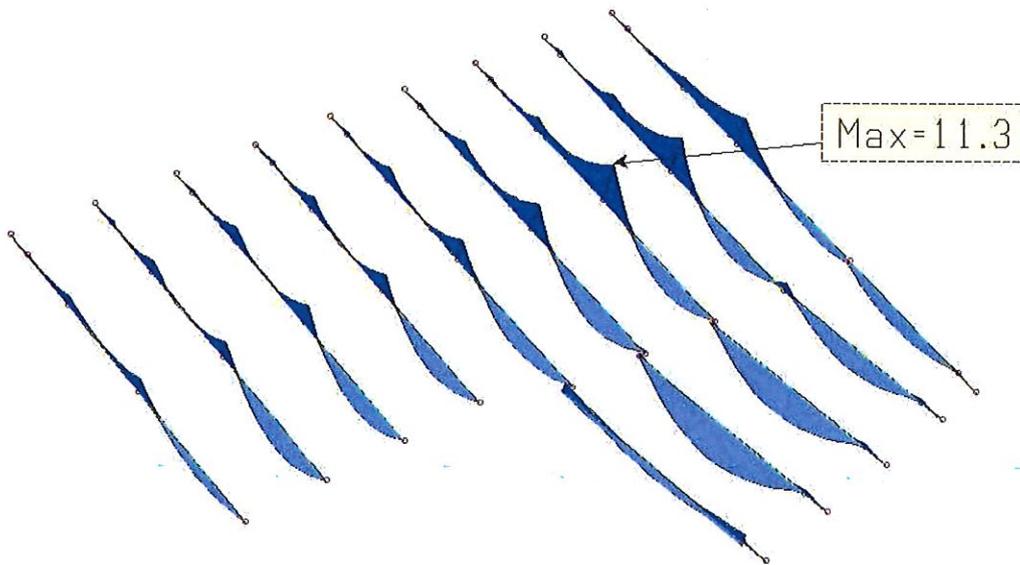


Fig. 5: Momento travi orditura secondaria [kNm]

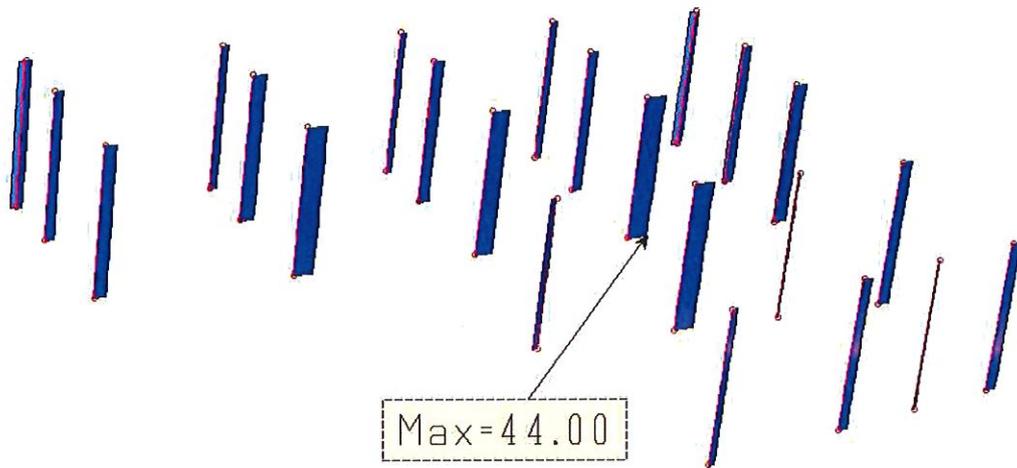


Fig. 6: Sforzo normale di compressione ritti in acciaio [kN]

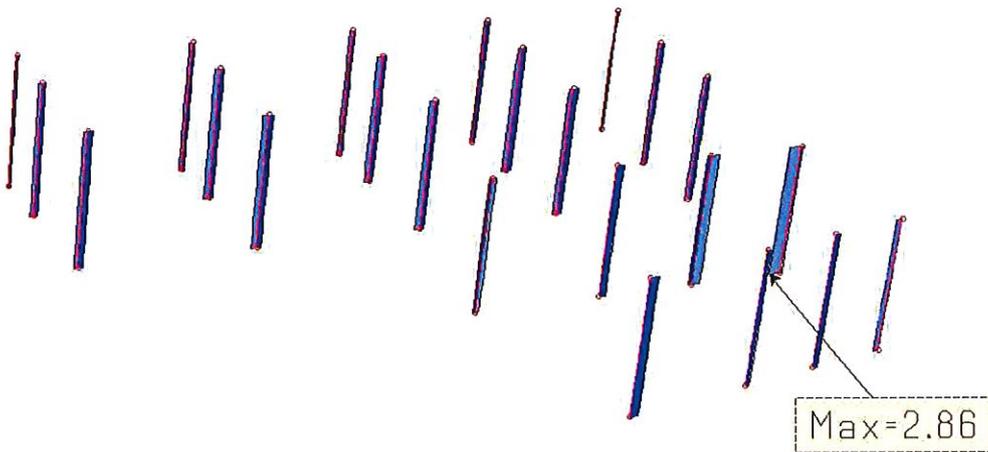


Fig. 7: Taglio F_y ritti in acciaio [kN]

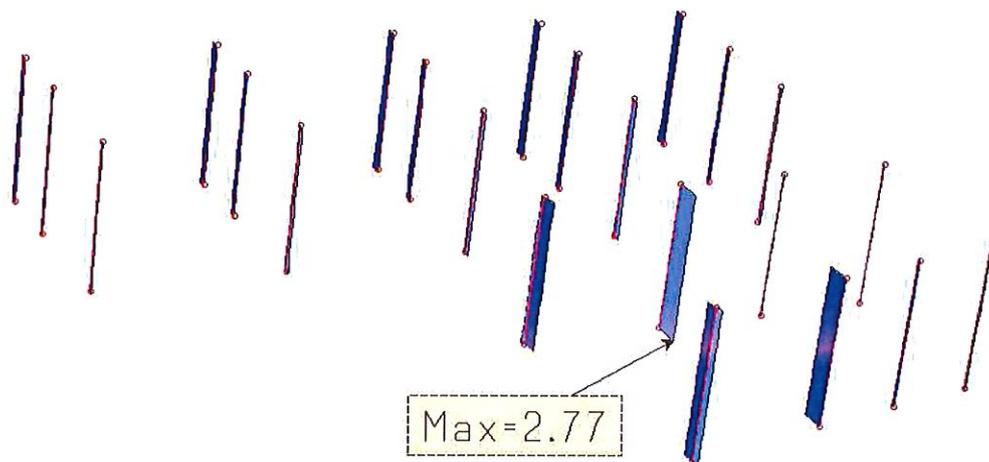


Fig. 8: Taglio Fz ritti in acciaio [kN]

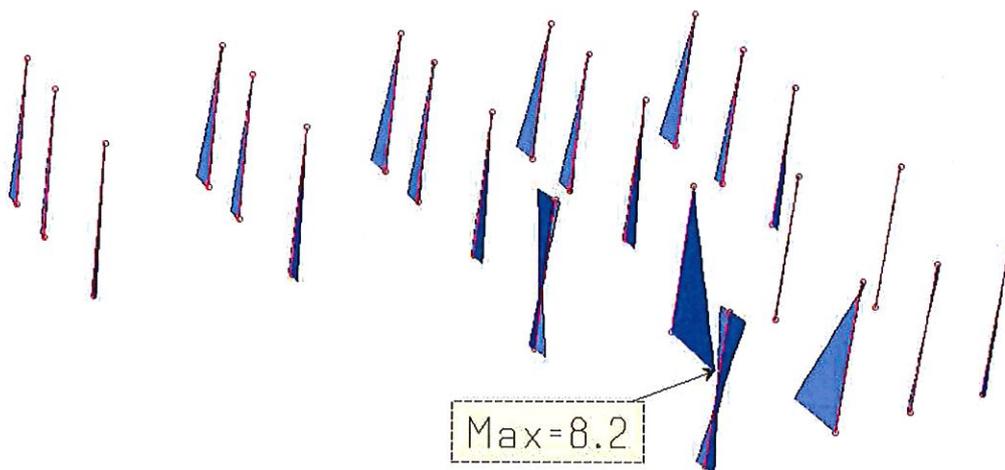


Fig.9: Momento My ritti in acciaio [kNm]

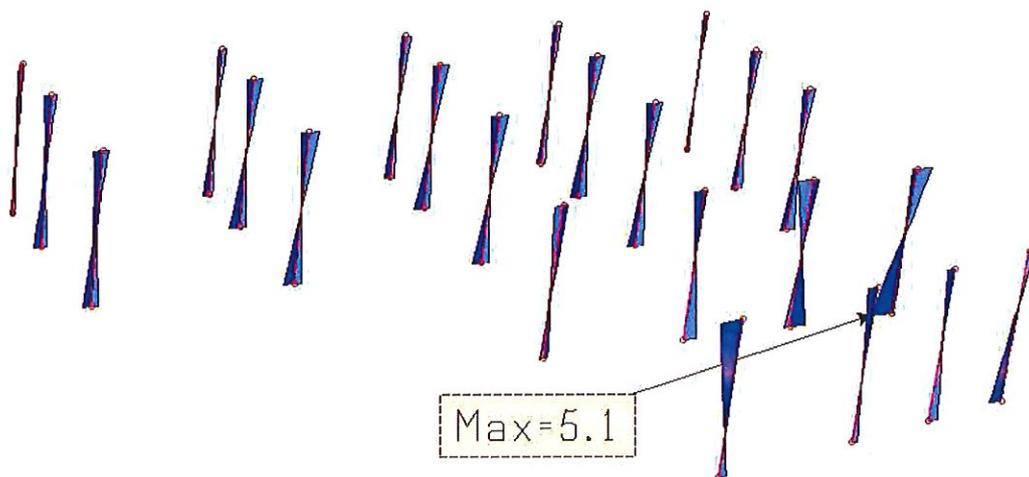


Fig. 10: Taglio Mz ritti in acciaio [kNm]

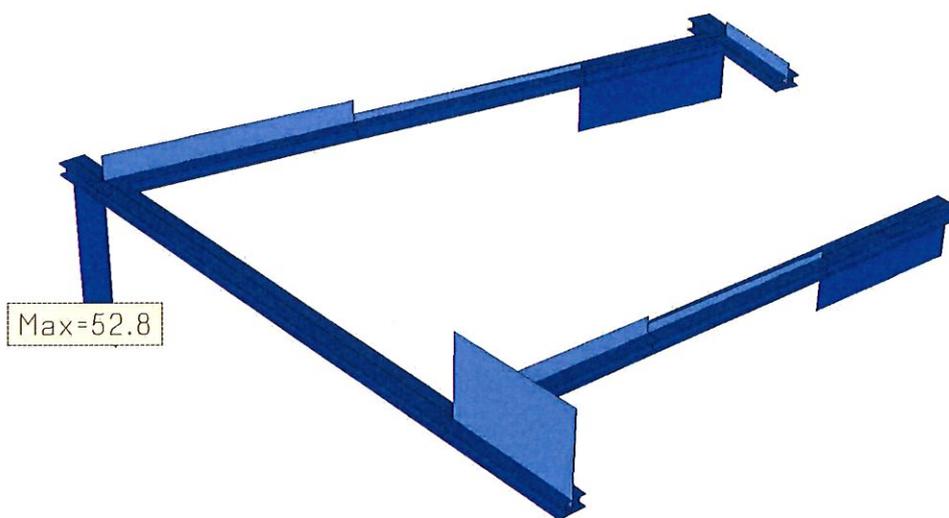


Fig. 11: Taglio Fy travi 2 x HEA 120 a livello del solaio [kN]

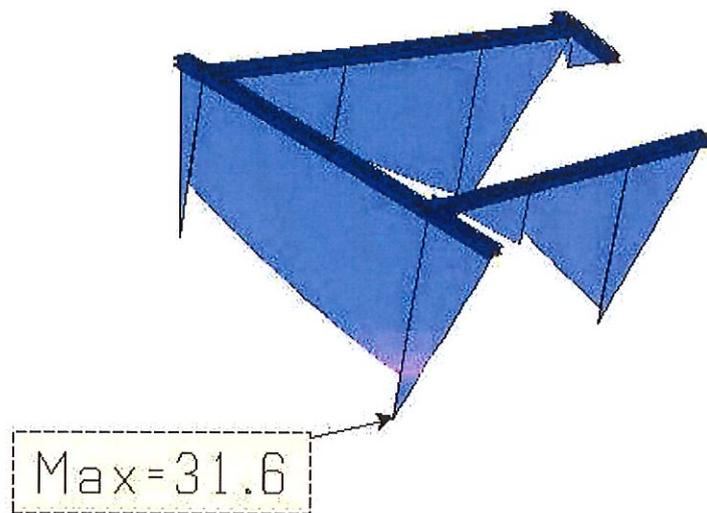


Fig. 12: Momento travi 2 x HEA 120 a livello del solaio [kNm]

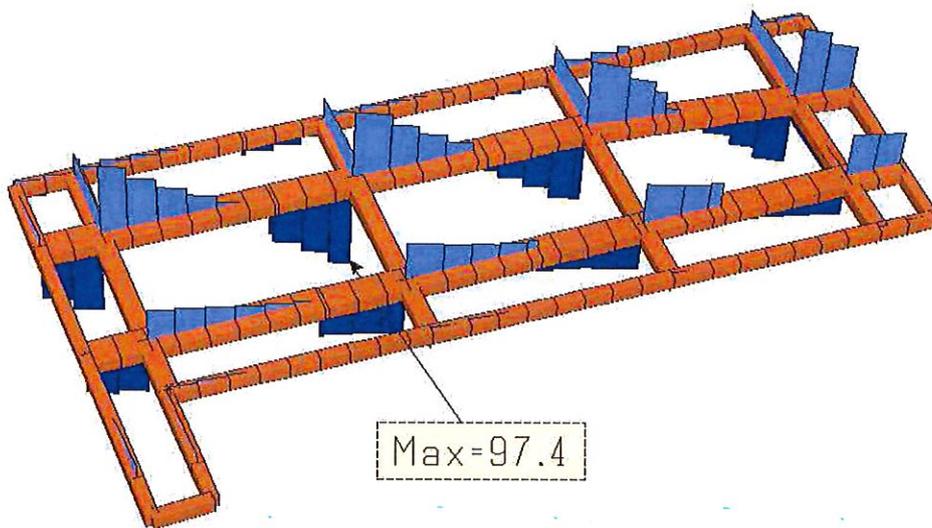


Fig. 13: Taglio F_y travi in c.a. nuovo solaio [kN]

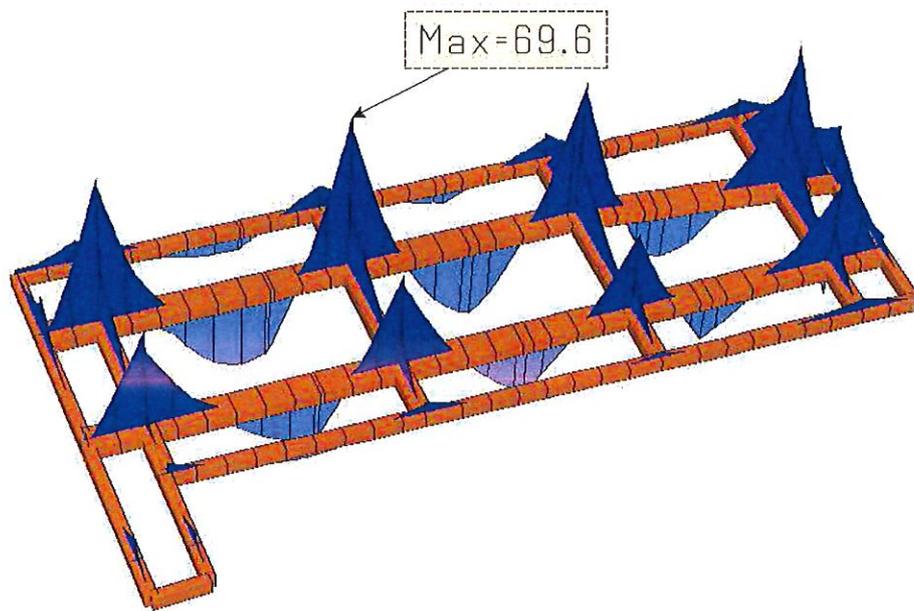


Fig. 14: Momento travi in c.a. nuovo solaio [kNm]

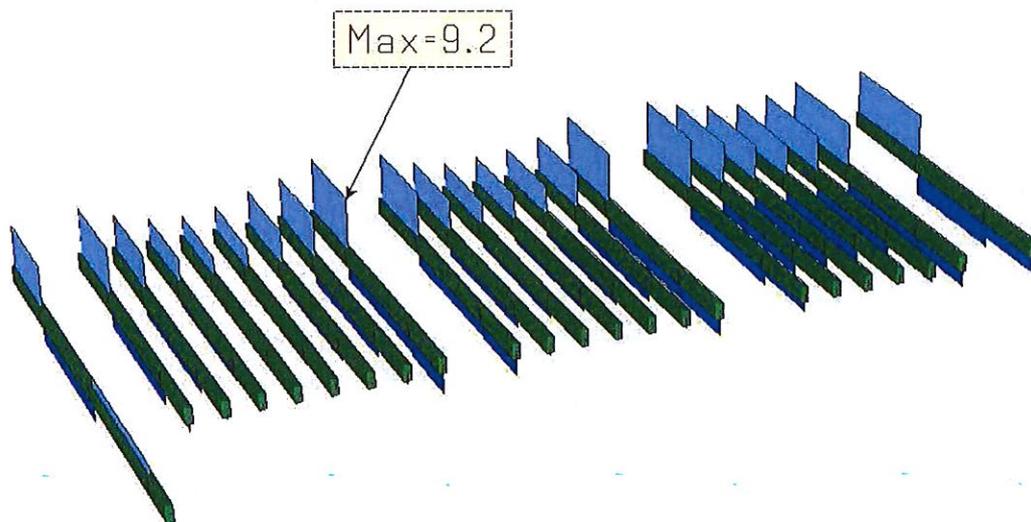


Fig. 15: Taglio F_y travetti nuovo solaio in latero-cemento [kN]

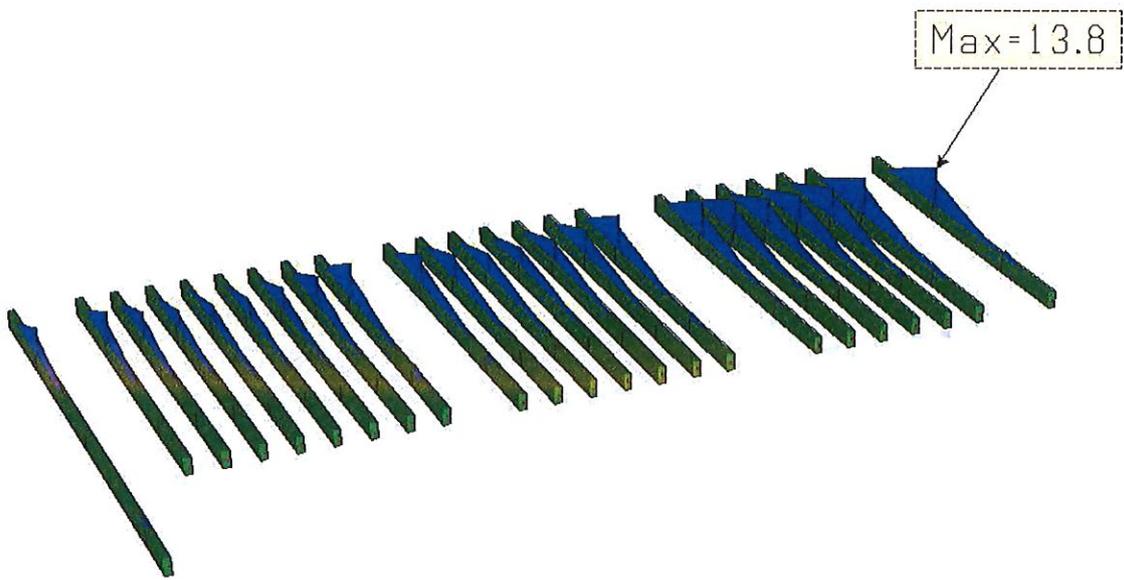


Fig. 16: Momento travetti nuovo solaio in latero-cemento [kNm]

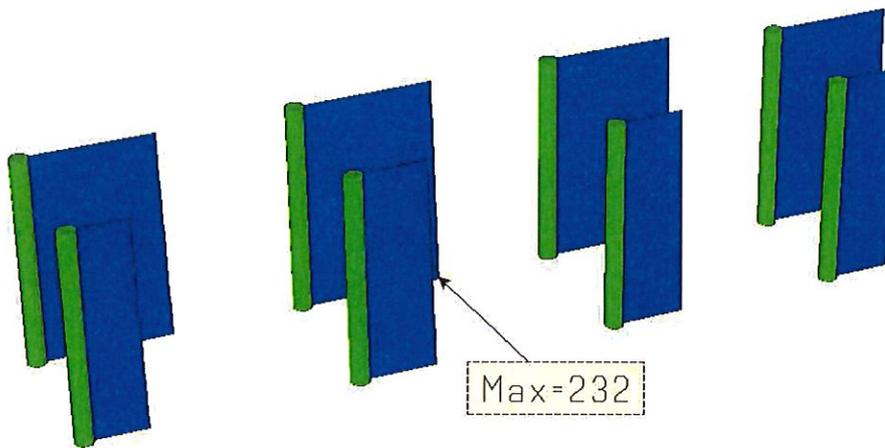


Fig. 17: Sforzo normale di compressione pilastri circolari in c.a. [kN]

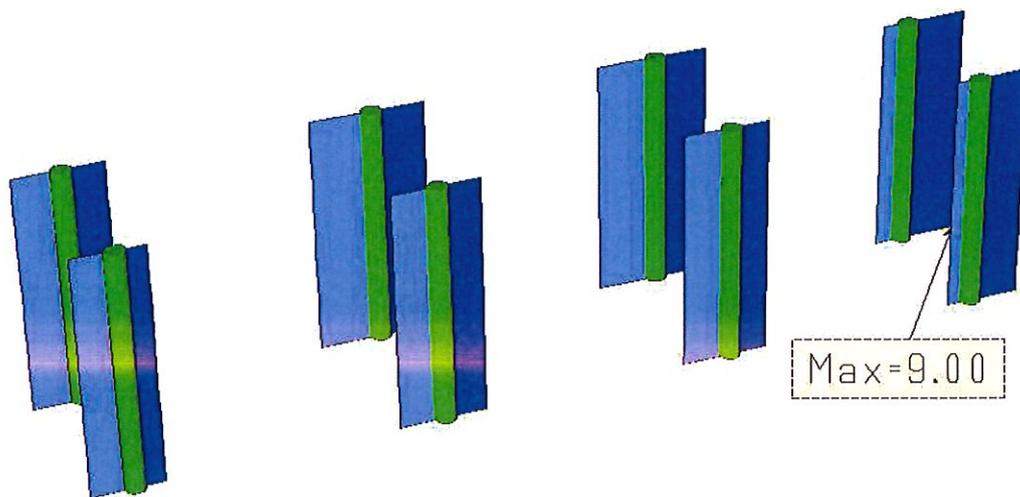


Fig. 18: Taglio F_y pilastri circolari in c.a. [kN]

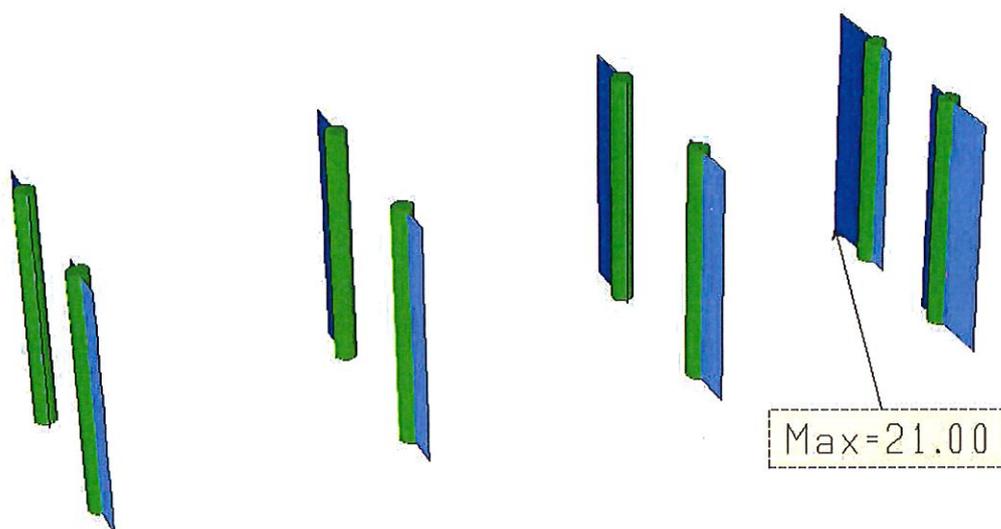


Fig. 19: Taglio F_z pilastri circolari in c.a. [kN]

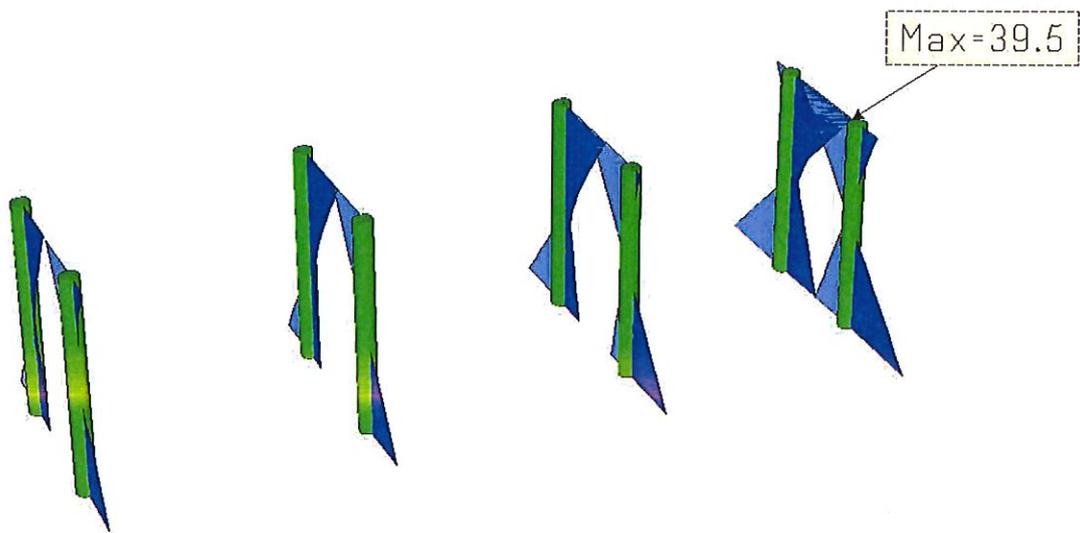


Fig. 20: Momento M_y pilastri circolari in c.a. [kNm]

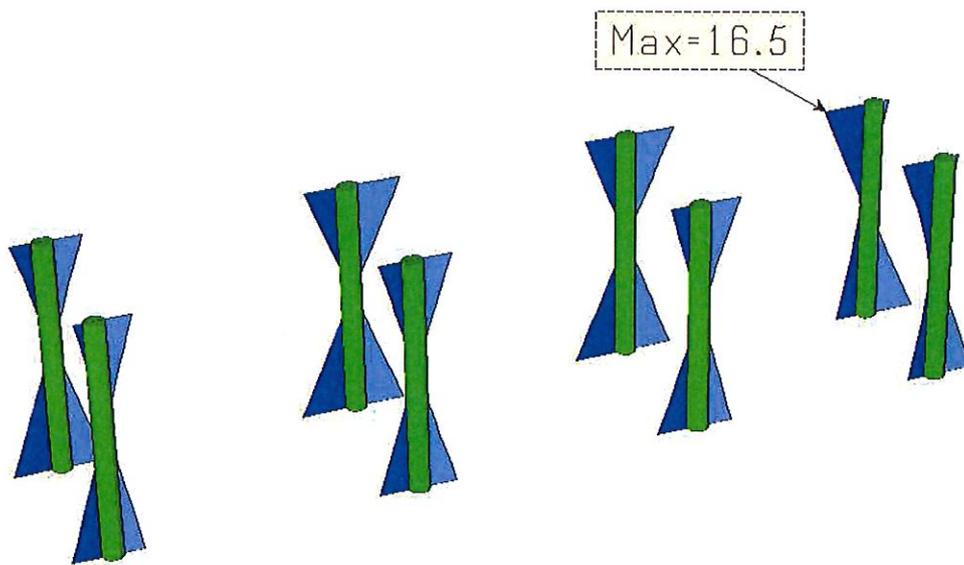


Fig. 21: Momento M_z pilastri circolari in c.a. [kNm]

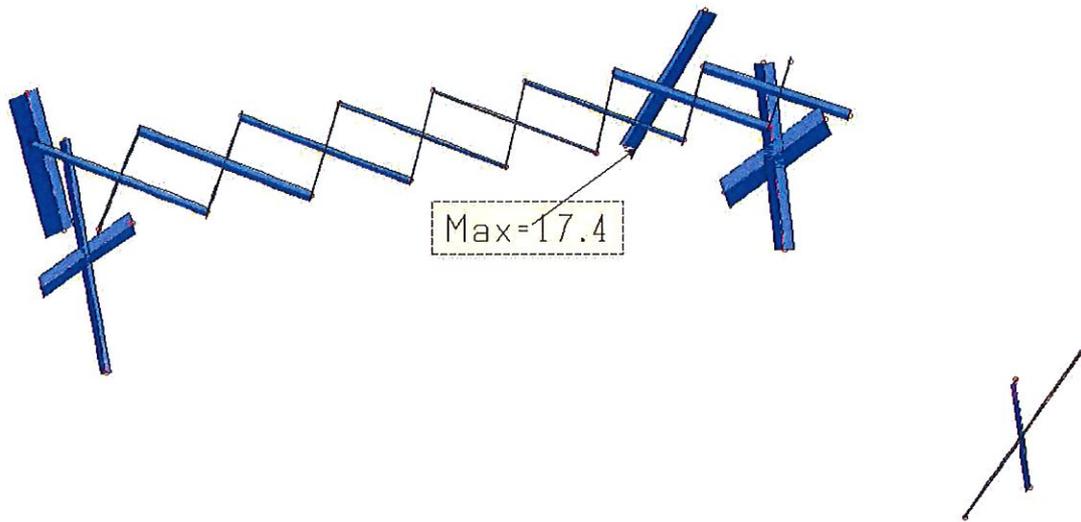


Fig. 22: Sforzo normale F_x controventi. [kN]

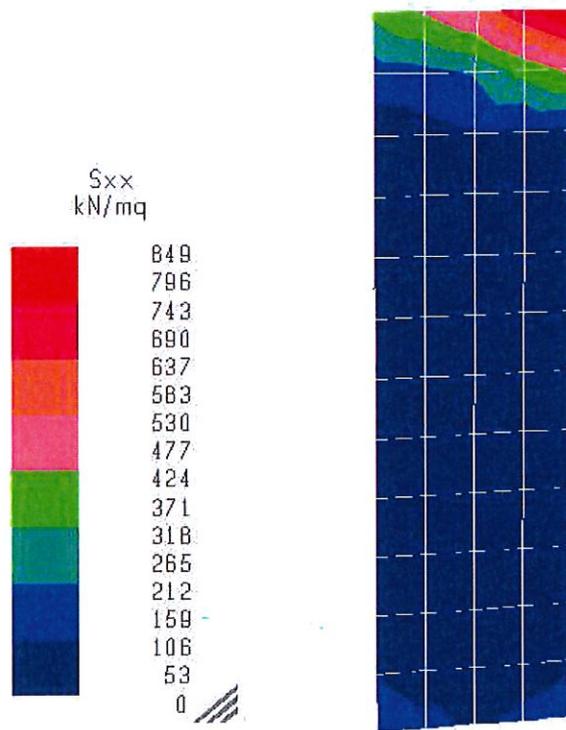


Fig. 23: Sollecitazioni membranali sotto appoggio S_{xx} [kN/mq]

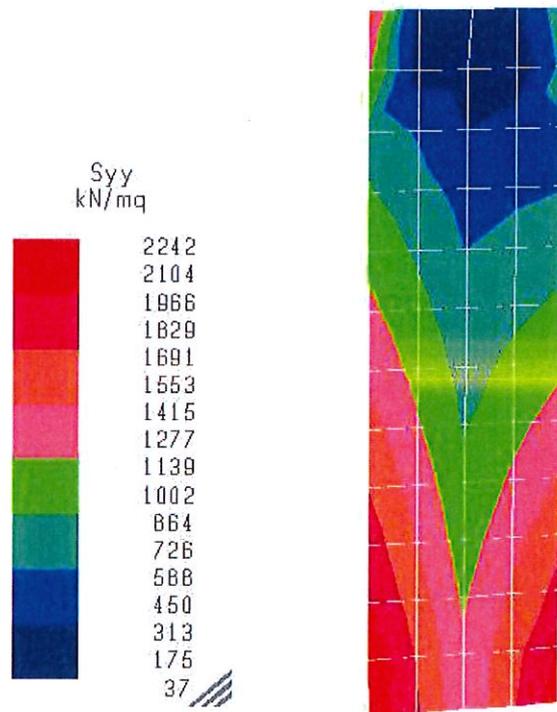


Fig. 24: Sollecitazioni membranali setto appoggio S_{yx} [kN/mq]

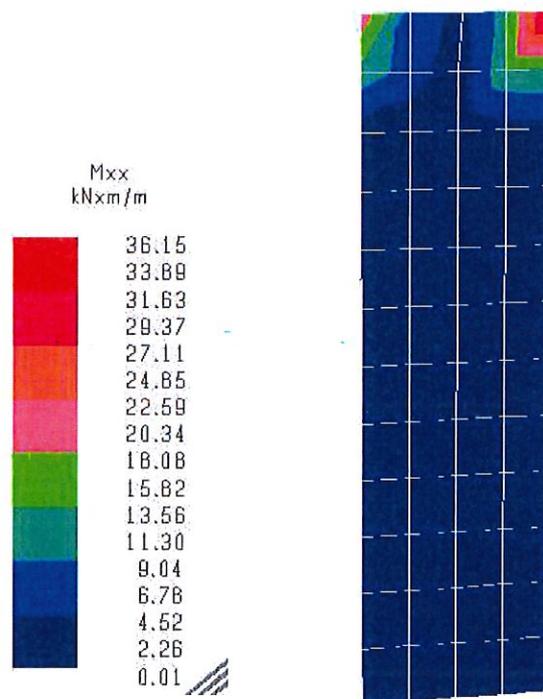


Fig. 25: Momento flettente M_{xx} setto appoggio [kNm/m]

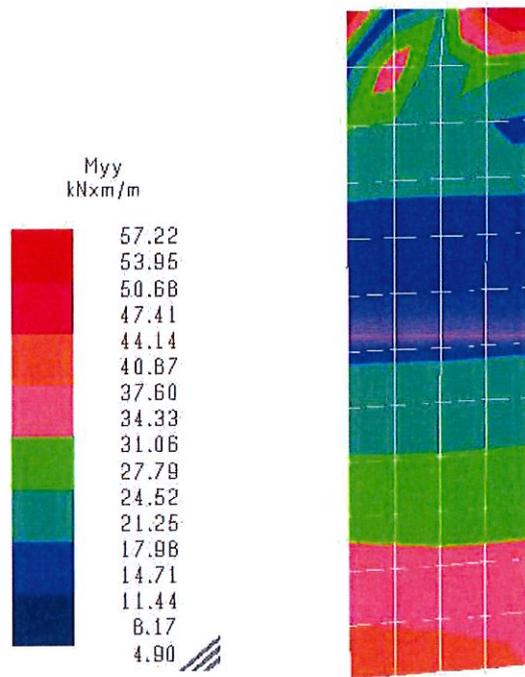


Fig. 26: Momento flettente Myy sotto appoggio [kNm/m]

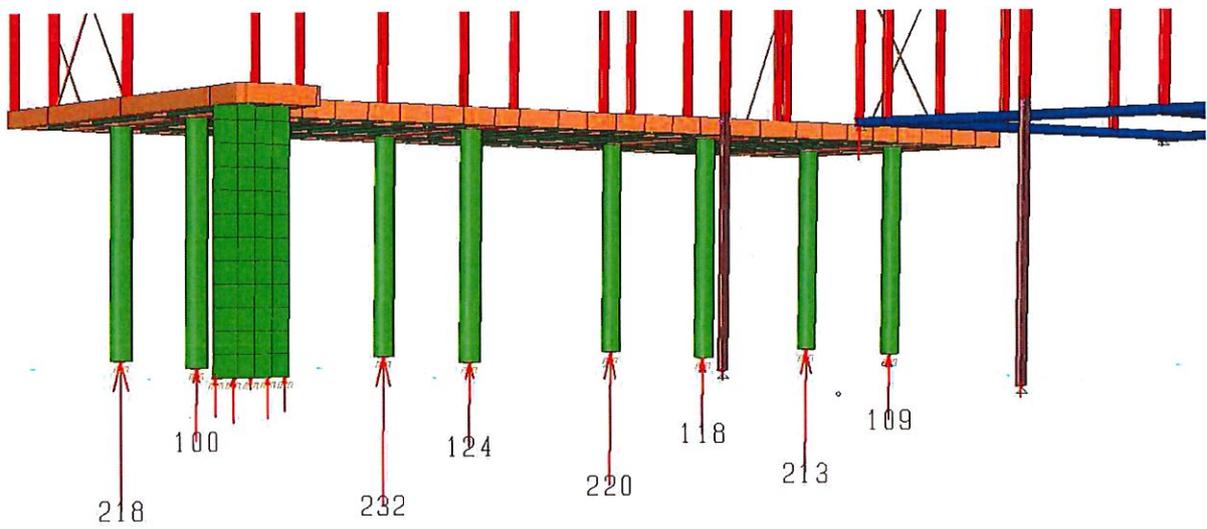


Fig. 27: Reazioni su nuovi plinti [kN]

52.7

25.4

Fig. 28: Reazioni aggiuntive su plinti esistenti [kN]

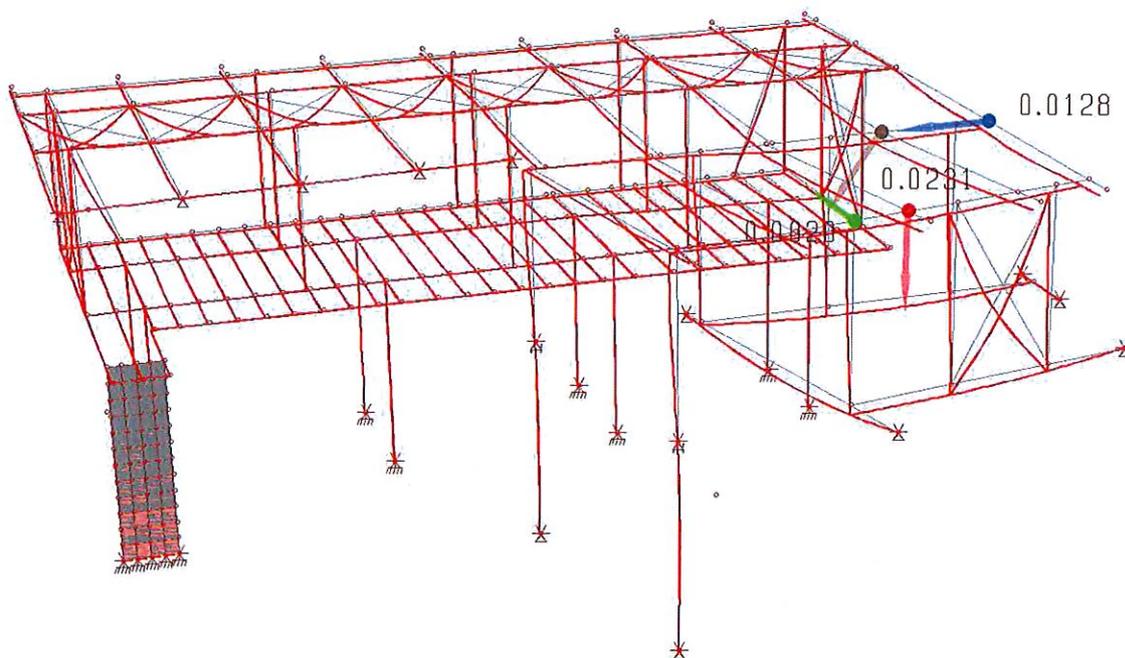


Fig. 29: Spostamenti massimi copertura in condizione vento lungo x [m]

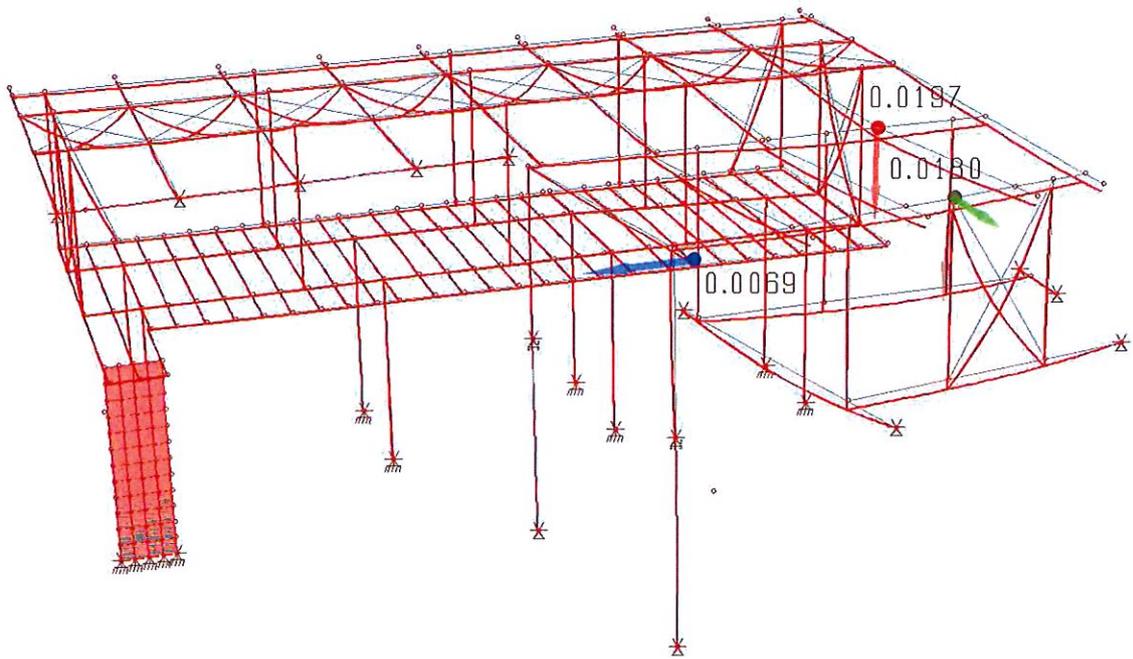


Fig. 30: Spostamenti massimi copertura in condizione vento lungo y [m]

Quantitativi minimi di armatura e verifiche elementi strutturali in acciaio

Si riportano nel seguito i tassi di sfruttamento degli elementi in carpenteria metallica ed i quantitativi minimi di armatura necessari per gli elementi in c.a..



Fig. 31: Indici di resistenza a presso-flessione elementi in carpenteria metallica [valori < 1 = verifica soddisfatta]



Fig. 32: Indici di resistenza a taglio-torsione elementi in carpenteria metallica [valori < 1 = verifica soddisfatta]

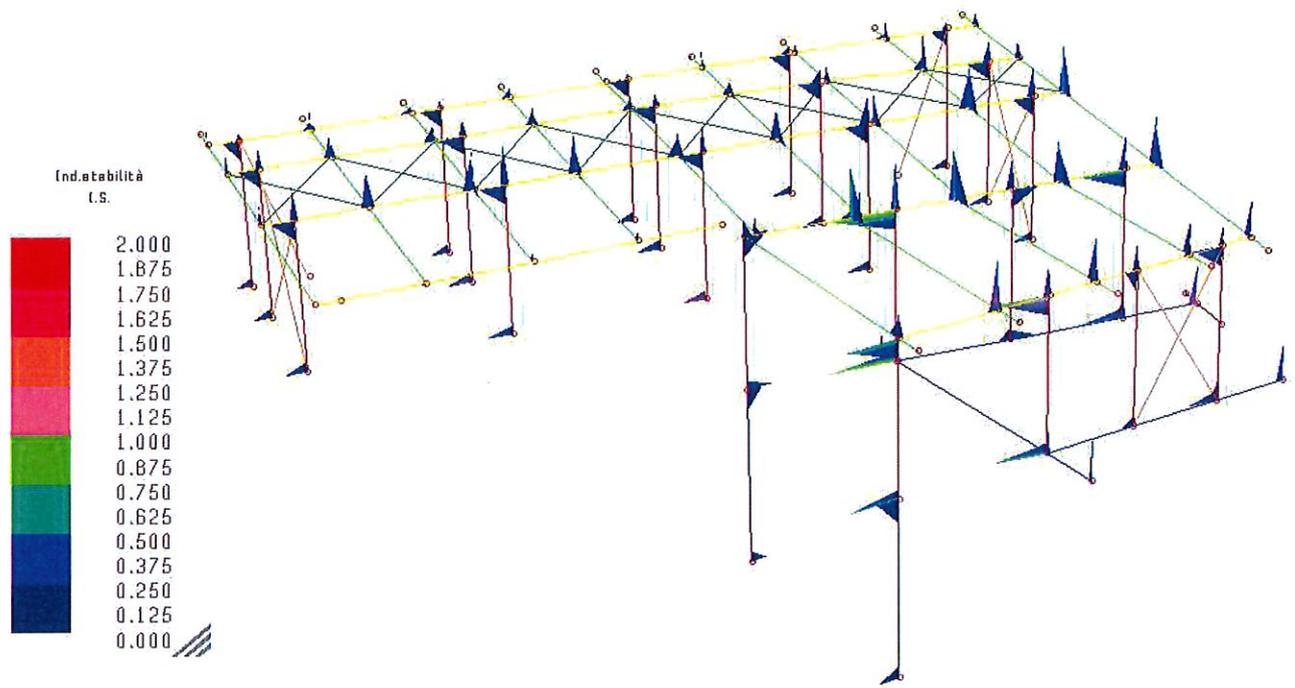


Fig. 33: Indici di resistenza ad instabilità elementi in carpenteria metallica [valori < 1 = verifica soddisfatta]

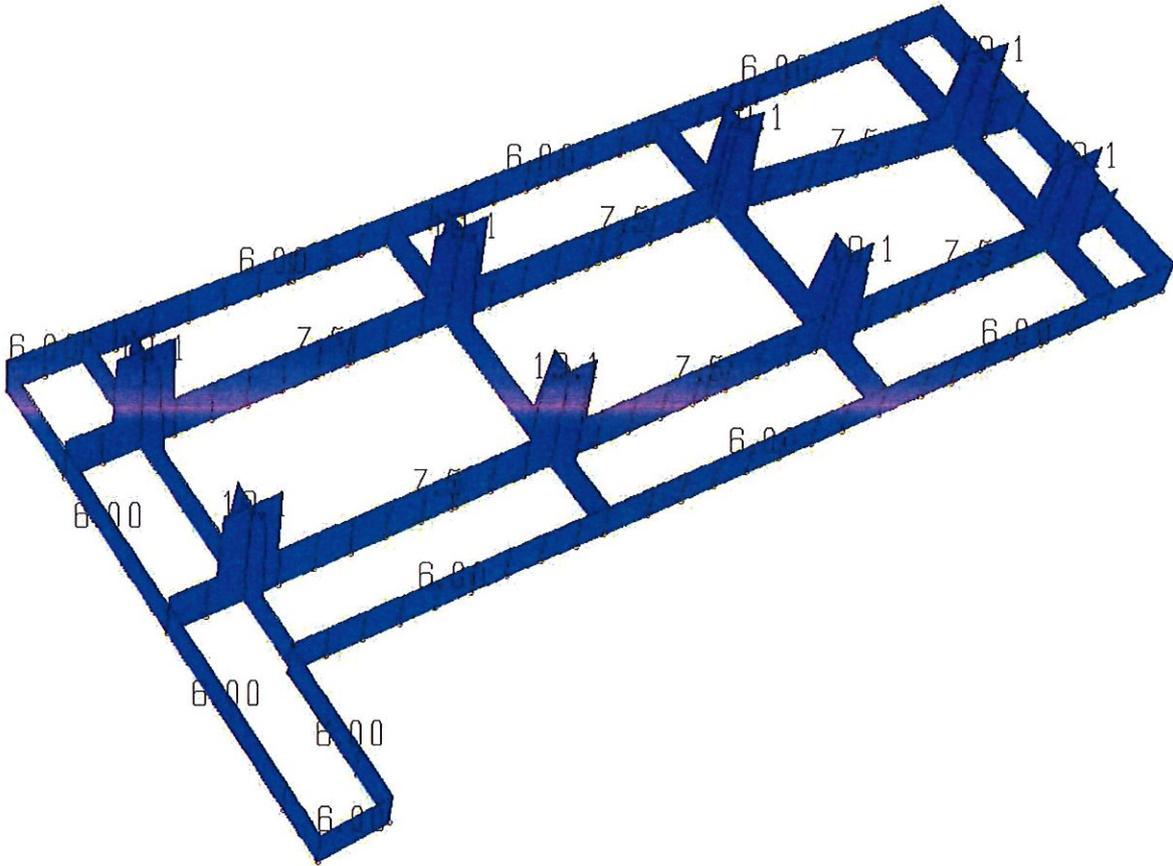


Fig. 35: Quantitativi minimi di armatura trasversale travi in c.a. nuovo solaio [cmq/m]

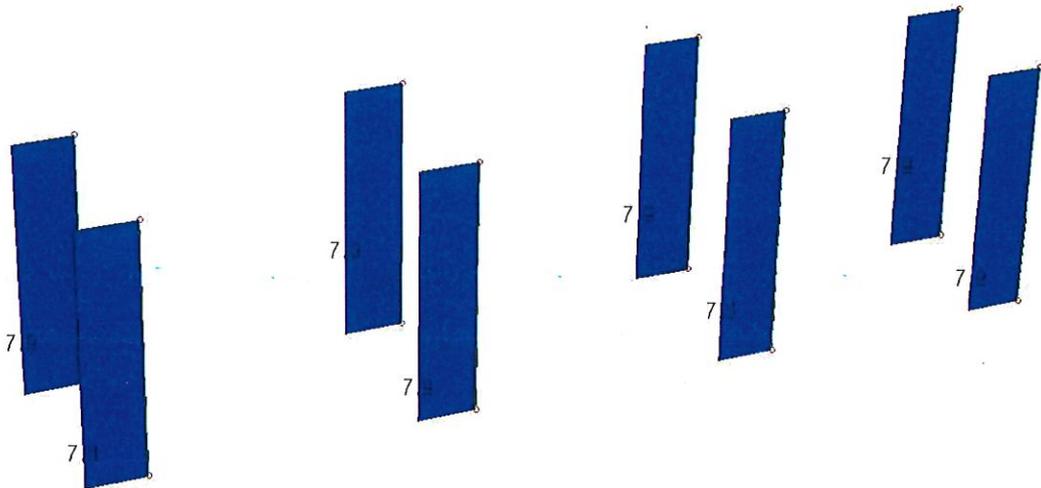


Fig. 36: Quantitativi minimi di armatura longitudinale pilastri circolari in c.a. [cmq]

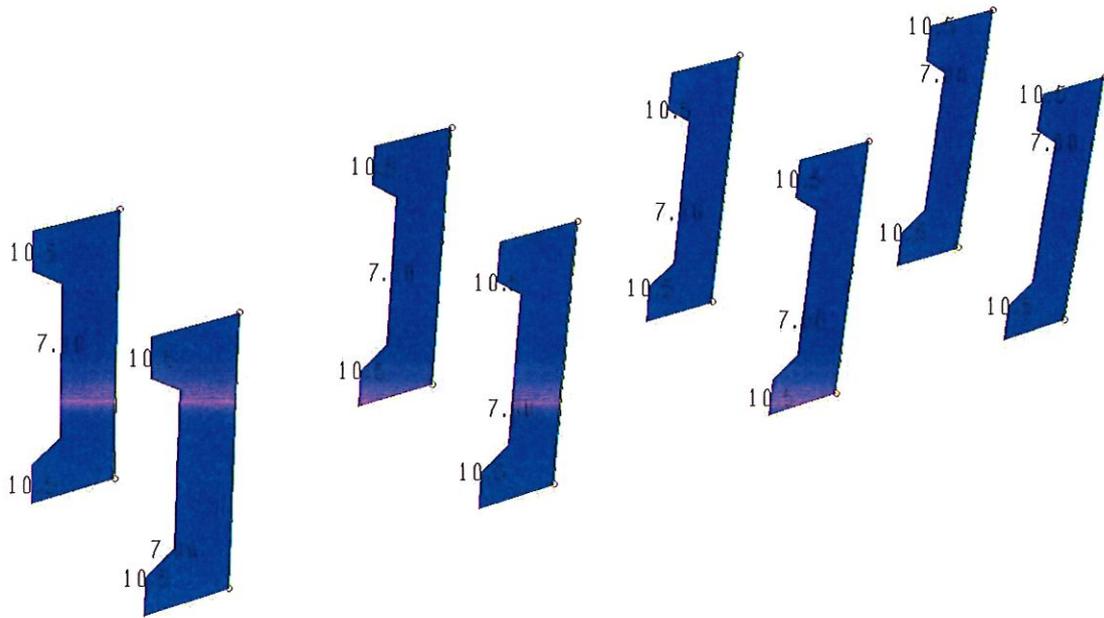


Fig. 37: Quantitativi minimi di armatura trasversale pilastri circolari in c.a. [cmq/m]

Si osserva quindi che i quantitativi di armatura realmente presenti all'interno degli elementi strutturali risultano superiori a quelli minimi richiesti.

Verifica lamiera grecata Coverib 850 sp. 0.6 mm

Il carico agente sulla lamiera grecata in oggetto vale:

$$q_{Ed} = 1.5 \times 1.2 = 1.8 \text{ kN/m}^2$$

Ed essendo le reticolari leggere di appoggio poste in opera con un passo di circa 1.56 m, risulta che:

SOVRACCARICO DISCENDENTE NEVE - P [daN/m ²]																	
spess. acc.		60	80	100	120	140	160	180	200	220	240	260	280	300	320	340	360
0.50 mm	L = m	2,07	1,96	1,86	1,71	1,59	1,49	1,41	1,34	1,28	1,23	1,18	1,14	1,10	1,07	1,03	1,01
0.60 mm	L = m	2,35	2,22	2,12	1,94	1,81	1,70	1,60	1,52	1,46	1,40	1,34	1,29	1,25	1,21	1,18	1,15
080 mm	L = m	2,91	2,76	2,63	2,42	2,25	2,11	2,00	1,90	1,81	1,74	1,67	1,61	1,56	1,51	1,47	1,43

Tale lamiera grecata utilizzata è in grado di sopportare un carico di 180 daN/m² su di una luce massima di 1.60 m (inferiori a quelle di progetto = 1.56 m).

Verifica reticolare leggera supporto Coverib 850

Si è modellata, analizzata e verificata la reticolare avente lunghezza massima di 14 m ed altezza 1.15 m, con profili pressopiegati ad U 60x30x3 mm così schematizzata:

Modello 3D reticolare leggera

Il carico agente sulle reticolari leggere, poste in opera con un interasse di 1.56 m, vale:

$$q_{Ed} = 1.56 \times 1.5 \times 1.2 = 2.81 \text{ kN/m}$$

Tale carico distribuito è applicato sul corrente superiore della reticolare, e le sollecitazioni che ne derivano sono:

Sollecitazioni di sforzo normale sulle aste [kN]

Sollecitazioni di taglio sulle aste [kN]

Sollecitazioni di momento flettente sulle aste [kNm]

I tassi di sfruttamento degli elementi in oggetto sono:

Tassi di sfruttamento a presso-flessione (valori < 1 = verifica soddisfatta)

Tassi di sfruttamento ad instabilità (valori < 1 = verifica soddisfatta)

Tassi di sfruttamento a taglio-torsione (valori < 1 = verifica soddisfatta)

Verifiche lamiera grecata Glamet 100+16 sp. lamiera 0.4-0.5 mm

Il carico agente sulla lamiera grecata coibentata in oggetto vale:

$$q_{Ed} = 1.3 \times (0.10 + 0.70) + 1.5 \times 1.2 = 2.84 \text{ kN/m}^2$$

Ed essendo la struttura secondaria in IPE 140 di supporto posta in opera con un passo massimo di circa 2.07 m, risulta che:

S mm	U W/m ² K	Peso pannello kg/m ² 0,5 + 0,4																
			l=m	1,5	1,75	2	2,25	2,5	2,75	3	3,25	3,5	3,75	4	4,25	4,5	4,75	5
30	0,72	9,42	220	190	165	130	100	75	60									
40	0,56	9,80	285	245	215	170	135	105	85	70	55							
50	0,45	10,18	355	300	260	215	170	140	110	90	75	65	50					
60	0,38	10,56	420	355	310	260	210	170	140	120	100	85	70	60	50			
80	0,29	11,32	545	470	410	355	295	245	205	175	145	125	110	95	80	70	60	
100	0,23	12,08	660	575	510	450	380	320	270	235	200	175	150	130	115	100	90	
120	0,19	12,84	775	685	605	540	470	400	345	295	255	225	195	170	150	135	120	

Tale lamiera grecata utilizzata è in grado di sopportare un carico di 450 daN/m² su di una luce massima di 2.25 m (inferiori a quelle di progetto = 2.07 m e 2.84 kN/m²).

Verifiche a capacità portante micropali

Le reazioni verticali massime agenti sui micropali in fondazione valgono:

$$R_{Ed} = 232 / 2 = 116.00 \text{ kN}$$

Considerando una tensione di contatto tra i micropali ed il terreno del livello 3 di 200 kPa, considerando inoltre a favore di sicurezza un tasso massimo di lavoro del 50% dei bulbi di diametro 0.22 m immorsati per circa 4.0 m all'interno del substrato, risulta che:

$$R_{Rd} = (\pi \times 0.22 \times 4.0 \times 200.0) 50\% = 276.32 \text{ kN} > R_{Ed} = 116.00 \text{ kN}$$

(Verificato)

Verifiche a capacità portante plinti esistenti:

I plinti in oggetto hanno dimensioni 120x120x40 cm e sono riferiti ai pilastri esistenti 27 e 28.

Si riporta nel seguito la verifica a capacità portante dei plinti esistenti essendo i pilastri 27 e 28 così sollecitati:

Analisi dei carichi:

Permanenti:

- Peso proprio solaio in latero-cemento h. 24 cm = 3.50 kN/m²
- Permanenti portati = 1.0 kN/m²

Variabili:

- Carichi di esercizio = 2.00 kN/m²

Avendo il pilastro 27 un'area di competenza pari a 16 mq, le reazioni sul plinto valgono:

$$R_{27} = 16.0 \times (1.3 \times 4.50 + 1.5 \times 2.0) + 1.3 \times 0.5 \times 0.3 \times 25.0 \times 3.90 = 160.61 \text{ kN}$$

Avendo il pilastro 28 un'area di competenza pari a 20 mq, le reazioni sul plinto valgono:

$R_{28} = 20.0 \times (1.3 \times 4.50 + 1.5 \times 2.0) + 1.3 \times 0.4 \times 0.3 \times 25.0 \times 3.90 = 192.21 \text{ kN}$
 I carichi in fondazione addizionati con i carichi aggiuntivi della struttura soprastante valgono:

$R_{27,tot} = 160.61 + 52.7 \text{ kN} = 213.31 \text{ kN}$
 $R_{28,tot} = 192.21 + 25.4 \text{ kN} = 217.61 \text{ kN}$

I plinti esistenti, fondati all'interno di uno strato di terreno avente le seguenti caratteristiche geotecniche (vedi relazione di geotecnica originale)

$\gamma = 17.0 \text{ kN/mc}$
 $\Phi = 32^\circ$
 $c = 0.0 \text{ kPa}$

hanno una capacità portante pari a:

CAPACITA' PORTANTE - METODO DI TERZAGHI GENERALIZZATO

D.M. 14/01/2008: verifica a lungo termine in condizioni drenate			
APPROCCIO 2 (A1 + M1 + R3)			
azioni incrementate, parametri geotecnici invariati, resistenze ridotte			
GammaG1 (*)	1,3	gammaM	1
GammaG2 (*)	1,5	gammaR	2,3
GammaQ (*)	1,5	Kh sismico	0,07

VERIFICA ALLO SLU DI TIPO GEOTECNICO
CALCOLO DEL CARICO LIMITE INSIEME FONDAZIONE-TERRENO

Dati terreno		
angolo d'attrito ϕ	gradi	32
peso specifico 1	t/mc	1,70
peso specifico 2	t/mc	1,70
coesione c'	t/mq	0,00
inclinazione del pendio	gradi	0 ok
profondità della falda d_w	m	1000
tipo di terreno	C/A	PD
Geometria fondazione		
profondità di posa D	m	0,60
base B	m	1,20
lunghezza L ($L > B$)	m	1,20
eccentricità E_b	m	0,00
eccentricità E_l	m	0,00
inclinazione del carico effettiva	gradi	0,00

Dati di calcolo

inclinazione del carico sismica	gradi	4,00
inclinazione del carico totale	gradi	4,004173
B" (= B o B')	m	1,2
L" (= L o L')	m	1,2
c" (= c o c')	t/mq	0,00
fi" (= fi o fi*)	gradi	32
Nq		23,18
Ng		30,22
Nc		35,49
fq		1,624
fg		0,600
fc		1,653
iq		0,956
ig		0,875
ic		0,956
eq		1,000
eg		1,000
ec		1,000
Risultati		
qlim	t/mq	53
gammaR		2,30
qRd	t/mq	23

Avendo il plinto dimensioni in pianta 1.20 x 1.20 m, il carico verticale resistente è:

$$Q_{Rd} = 230.0 \times 1.2 \times 1.2 = 331.20 \text{ kPa} > R_{27,tot} = 213.31 \text{ kN e } R_{28,tot} = 217.61 \text{ kN}$$