

PROPONENTE

Repower Renewable Spa

Via Lavaredo, 44
30174 Mestre (VE)



PROGETTAZIONE



Progettista :
Ing. Filippo Bittante

Sinergo Spa - via Ca' Bembo 152 - 30030 - Maerne di
Martellago - Venezia - Italy - tel 041.3642511 - fax
041.640481 - sinergospa.com - info@sinergospa.com

Numero di commessa interno progettazione: 20005

N° COMMESSA

1407

**NUOVO IMPIANTO FOTOVOLTAICO " GHISLARENCO " AREA EX CAVA PMC
PROVINCIA DI VERCELLI
COMUNI DI GHISLARENCO, ARBORIO, GREGGIO E VILLARBOIT**

PROGETTO DEFINITIVO PER AUTORIZZAZIONE

ELABORATO

**RELAZIONE STRUTTURALE PRELIMINARE
EDIFICI TECNOLOGICI SE RTN EDIFICIO MT**

CODICE ELABORATO

07.03

NOME FILE

1407_PD_A_07.03_REL_r02

REV.	DATA	DESCRIZIONE REVISIONE	REDATTO	VERIFICA	APPROVAZIONE
02	30/09/2021	Aggiornamento	Sinergo	E.Cossalter	F. Bittante
01	28/07/2021	Aggiornamento	Sinergo	E.Cossalter	F. Bittante
00	12/10/2020	PRIMA EMISSIONE	Sinergo	E. Cossalter	F. Bittante

INDICE

1. PREMESSA.....	7
2. DESCRIZIONE DELLE OPERE.....	8
2.1. Edificio Servizi ausiliari per SE di Trasformazione	8
2.2. Edificio Comandi per SE di Trasformazione	8
2.3. Magazzino prefabbricato	8
2.4. Strutture prefabbricate Cabine MT e Chioschi.....	8
3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	9
4. VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO.....	10
5. CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA DEL SITO.....	12
5.1. Indagini pregresse (ARPA PIEMONTE)	12
5.1.1. Pozzi PRISMAS.....	13
5.1.2. Campioni	15
5.2. Indagini svolte (2012)	17
5.3. Prove penetrometriche dinamiche.....	18
5.4. Modello geologico-geotecnico.....	27
6. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	28
6.1. Edificio Servizi ausiliari	28
6.1.1. Calcestruzzo per magrone	28
6.1.2. Calcestruzzo per opere di fondazione.....	28
6.1.2.1. Prescrizioni di durabilità	28
6.1.2.2. Caratteristiche meccaniche	29
6.1.3. Calcestruzzo per opere di elevazione.....	31
6.1.3.1. Prescrizioni di durabilità	31
6.1.3.2. Caratteristiche meccaniche	31
6.1.4. Acciaio d'armatura.....	32
6.1.4.1. Caratteristiche meccaniche	32
6.2. Magazzino ed Edificio Comandi per SE di Trasformazione	33
6.2.1. Calcestruzzo per magrone	33
6.2.2. Calcestruzzo per opere di fondazione.....	33
6.2.2.1. Prescrizioni di durabilità	33
6.2.3. Caratteristiche meccaniche	34
6.2.4. Calcestruzzo per opere di elevazione.....	34
6.2.4.1. Prescrizioni di durabilità	34
6.2.4.2. Caratteristiche meccaniche	35

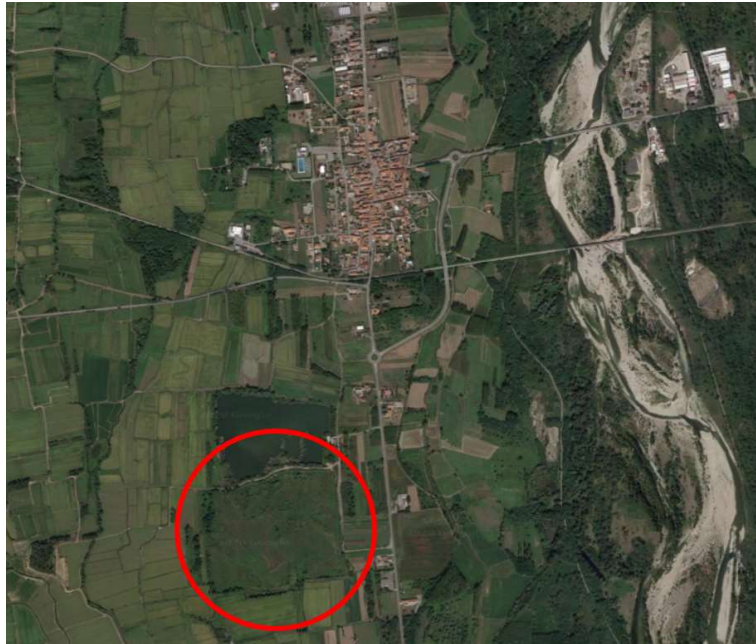
6.2.5. Calcestruzzo per pannelli di tamponamento	35
6.2.5.1. Prescrizioni di durabilità.....	35
6.2.5.2. Caratteristiche meccaniche.....	36
6.2.6. Acciaio d'armatura	37
6.2.6.1. Caratteristiche meccaniche.....	37
6.3. Copriferro	38
7. ANALISI DEI CARICHI	41
7.1. Edificio SA per SE di Trasformazione	41
7.1.1. Peso proprio elementi portanti G_1	41
7.1.2. Peso proprio elementi portati G_2	41
7.1.3. Carichi accidentali	41
7.2. Edificio Comandi per SE di Trasformazione [<i>struttura prefabbricata</i>]	42
7.2.1. Peso proprio elementi portanti G_1	42
7.2.2. Peso proprio elementi portati G_2	42
7.2.3. Carichi accidentali	42
7.3. Magazzino [<i>struttura prefabbricata</i>]	43
7.3.1. Peso proprio elementi portanti G_1	43
7.3.2. Peso proprio elementi portati G_2	43
7.3.3. Carichi accidentali	43
7.4. Carico da neve	44
7.4.1. Carico della neve	44
7.4.2. Valore di riferimento del carico della neve al suolo	44
7.4.3. Coefficiente di forma delle coperture	45
7.4.4. Coefficiente di esposizione.....	46
7.4.5. Coefficiente Termico.....	47
7.4.6. Riepilogo azione della neve	47
7.5. Carico da vento	48
7.5.1. Velocità base di riferimento	48
7.5.2. Velocità di riferimento	49
7.5.3. Pressione del vento	50
7.5.4. Azione tangente del vento	50
7.5.5. Pressione cinetica di riferimento.....	51
7.5.6. Pressione cinetica di picco	51
7.5.7. Coefficiente di esposizione.....	51
7.5.8. Coefficienti aereodinamici	54
7.5.8.1. Coefficiente di pressione esterna c_{pe} per pareti verticali	54
7.5.8.2. Coefficiente di pressione esterna c_{pe} per coperture piane	55
7.5.8.3. Coefficiente di pressione interna c_{pi}	56

7.5.9. Coefficiente dinamico.....	57
7.5.10. Riepilogo azione del vento.....	57
7.6. Azione sismica.....	59
7.6.1. Stati limite di riferimento.....	60
7.6.2. Categorie di sottosuolo.....	61
7.6.3. Condizioni topografiche.....	62
7.6.4. Fattore di struttura e classe di duttilità.....	62
7.6.4.1. Edificio Servizi Ausiliari.....	62
7.6.4.2. Magazzino ed Edificio Comandi per SE di Trasformazione.....	63
7.6.5. Spettri di risposta.....	65
7.6.5.1. Pericolosità sismica di base.....	65
8. COMBINAZIONI DI CARICO.....	68
9. ANALISI E CODICI DI CALCOLO.....	71
9.1. Tipo di analisi svolta.....	71
9.2. Codici di calcolo.....	71
10. STRUTTURA EDIFICIO SERVIZI PER SE DI TRASFORMAZIONE.....	75
10.1. Modello di calcolo.....	75
10.2. Verifica regolarità struttura.....	76
10.3. Tipologia strutturale.....	77
10.4. Analisi modale.....	78
10.5. Sollecitazioni.....	81
10.6. Verifiche strutturali.....	83
10.6.1. Travi (30x50).....	83
10.6.2. Pilastrini.....	84
10.7. Verifiche SLE.....	86
10.8. Verifiche trave di fondazione.....	87
10.8.1. Verifica della capacità portante.....	87
11. EDIFICIO COMANDI PER SE DI TRASFORMAZIONE.....	92
11.1. Modello di calcolo.....	92
11.2. Verifica regolarità struttura.....	93
11.3. Tipologia strutturale.....	94
11.4. Progetto degli elementi strutturali e dei collegamenti.....	95
11.5. Progetto delle travi.....	95
11.5.1. Progetto dei pilastrini.....	95
11.5.2. Collegamento trave-pilastrino.....	95
11.5.3. Collegamento alla base dei pilastrini.....	96

11.6. Analisi modale	98
11.7. Sollecitazioni	100
11.8. Verifiche strutturali	102
11.8.1. Solaio	102
11.8.2. Pilastrini	104
11.8.3. Collegamento alla base del pilastro	105
11.8.4. Verifica spinotto [collegamento trave – pilastro]	106
11.8.4.1. Verifica spinotto travi L01 [collegamento trave – pilastro]	109
11.8.4.2. Verifica spinotto travi Q [collegamento trave – pilastro]	109
11.9. Verifiche SLE	110
11.10. Plinti di fondazione	111
11.10.1. Verifica a carico limite	111
12. STRUTTURA MAGAZZINO PREFABBRICATO	116
12.1. Modello di calcolo	116
12.2. Verifica regolarità struttura	117
12.3. Tipologia strutturale	118
12.4. Progetto degli elementi strutturali e dei collegamenti	119
12.4.1. Progetto delle travi	119
12.4.2. Progetto dei pilastrini	119
12.4.3. Collegamento trave-pilastro	119
12.4.1. Collegamento alla base dei pilastrini	120
12.5. Analisi modale	122
12.6. Sollecitazioni	124
12.7. Verifiche strutturali	126
12.7.1. Solaio	126
12.7.2. Pilastrini	128
12.7.3. Collegamento alla base del pilastro	129
12.7.4. Verifica spinotto [collegamento trave – pilastro]	130
12.7.4.1. Verifica spinotto [collegamento trave – pilastro]	133
12.7.4.2. Verifica spinotto travi L01 [collegamento trave – pilastro]	133
12.7.4.3. Verifica spinotto travi Q [collegamento trave – pilastro]	133
12.8. Verifiche SLE	134
12.9. Plinti di fondazione	135
12.9.1. Verifica a carico limite	135

1. PREMESSA

Il presente elaborato costituisce la relazione strutturale e geotecnica relativa alle opere civili previste per la realizzazione degli edifici tecnologici per il parco fotovoltaico nell'ambito della chiusura finale di Cava Baiardi, cava di inerti sita in località San Grato, nel settore meridionale del territorio comunale di Ghislarengo, in provincia di Vercelli.



Inquadramento su ortofoto delle aree occupate dal futuro impianto fotovoltaico (Google Earth)

2. DESCRIZIONE DELLE OPERE

All'interno della presente relazione sono state sviluppate tutte le verifiche, secondo le Normative Vigenti, di n.3 edifici; sono presenti altresì anche cabine di MT e chioschi per apparecchiature elettriche. Tali opere essendo prefabbricate, di dimensioni standard e di modesta entità, saranno calcolate e certificate direttamente dal produttore.

2.1. Edificio Servizi ausiliari per SE di Trasformazione

Il manufatto civile è costituito da un fabbricato con dimensioni in pianta di circa 15.20x11.80 metri ed un'altezza fuori terra di circa 4.65 m.

I pilastri costituenti la struttura hanno sezione 30x40. Le travi hanno sezione 50x30 cm su cui risulta poggiante un solaio prefabbricato del tipo predalles.

2.2. Edificio Comandi per SE di Trasformazione

Il manufatto civile è costituito da una struttura prefabbricata con dimensioni in pianta di circa 11.80x20.00 metri ed un'altezza fuori terra di circa 4.65 m.

I pilastri costituenti la struttura hanno sezione 40x40. Le travi hanno sezione ad "L" e quadrate "Q"; il solaio risulta essere del tipo prefabbricato alveolare.

2.3. Magazzino prefabbricato

Il manufatto civile è costituito da una struttura prefabbricata con dimensioni in pianta di circa 11.00x16.00 metri ed un'altezza fuori terra di circa 6.50 m.

I pilastri costituenti la struttura hanno sezione 50x50. Le travi hanno sezione ad "L", quadrate "Q" e a "T"; il solaio risulta essere del tipo prefabbricato alveolare.

2.4. Strutture prefabbricate Cabine MT e Chioschi

All'interno della Stazione Terna è prevista la messa in opera di cabine MT prefabbricate in c.a. complete di vasca di fondazione. Le strutture prefabbricate saranno appoggiate direttamente sul terreno adeguatamente costipato per sostenerne i carichi.

Analogamente verranno realizzati dei Chioschi prefabbricati in c.a. o in carpenterie metallica, dove verranno installate le attrezzature di comando delle varie componentistiche elettriche.

Queste tipologie di strutture non vengono dimensionate in questa fase in quanto le strutture prefabbricate sono calcolate dal produttore stesso che fornirà relazione di calcolo e tutta la documentazione necessaria come previsto dalla Normativa Vigente.

3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

I calcoli riportati vengono eseguiti secondo gli usuali metodi della Scienza delle Costruzioni e nel pieno rispetto delle normative vigenti:

- **D.M. 17 Gennaio 2018**
Nuove Norme tecniche sulle Costruzioni.
- **CIRC. MINISTERIALE C.S.LL.PP. del 21 Gennaio 2019, n.7**
Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle «Norme Tecniche per le Costruzioni»» di cui al D.M. 17/01/18.
- **DM 16.02.07**
Classificazione di resistenza al fuoco di prodotti ed elementi costruttivi di opere da costruzione.
- **D.M. 9 marzo 2007**
Prestazioni di resistenza al fuoco delle costruzioni nelle attività soggette al controllo del Corpo nazionale dei vigili del fuoco
- **Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo**
UNI EN 1992-1-1:2005 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
UNI EN 1992-1-2:2004 Parte 1-2: Regole generali – Progettazione strutturale contro l'incendio
- **Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture in acciaio**
UNI EN 1993-1-1:2005 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
- **Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica**
UNI EN 1997-1:2005 Parte 1: Regole generali
- **Eurocodice 8 – Progettazione di strutture per la resistenza sismica**
UNI EN 1998-1:2005 Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici
UNI EN 1998-3:2005 Parte 3: Valutazione e adeguamento di edifici
- **CNR-DT 207 R1/2018**
Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni

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

La vita nominale V_N dell'opera strutturale in oggetto è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata.

L'effettiva durata della costruzione non è valutabile in sede progettuale, venendo a dipendere da eventi futuri fuori dal controllo del progettista. Di fatto, la grande maggioranza delle costruzioni ha avuto ed ha, anche attraverso successivi interventi di ripristino manutentivo, una durata effettiva molto maggiore della vita nominale quantificata nelle NTC.

La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella indicata nella Tab. 2.4.I del D.M.18 di seguito riportata.

Tabella 2.4.I – Vita nominale V_N per diversi tipi di opere

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva ¹	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

Con riferimento alla tabella precedente si evidenzia che, ai sensi e per gli effetti del Decreto del Capo Dipartimento della Protezione Civile n. 3685 del 21 ottobre 2003 il carattere strategico di un'opera o la sua rilevanza per le conseguenze di un eventuale collasso, sono definiti dalla classe d'uso.

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso, come definite nel D.M. 18.

<u>Classe I:</u> Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
<u>Classe II:</u> 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.
<u>Classe III:</u> Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
<u>Classe IV:</u> Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Tale valore riveste notevole importanza in quanto, assumendo che la legge di ricorrenza dell'azione sismica sia un processo Poissoniano, è utilizzato per valutare, fissata la probabilità di superamento P_{VR} corrispondente allo stato limite considerato (Tabella 3.2.1 della NTC), il periodo di ritorno T_R dell'azione sismica cui fare riferimento per la verifica.

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato in Tab. 2.4.II.

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Nel caso specifico si considera una $V_N = 100$ anni ed una classe d'uso III.

Riepilogando:

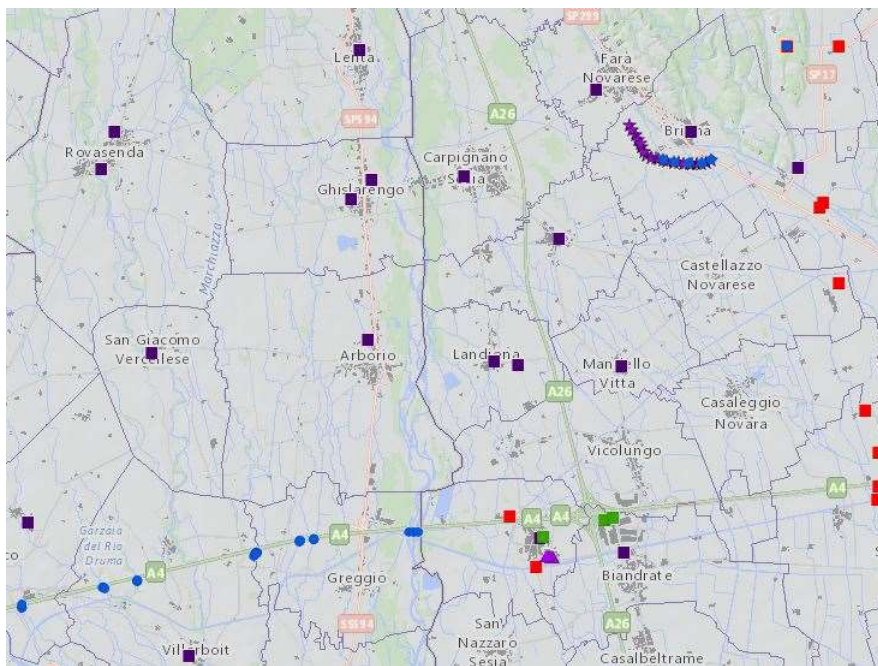
V_N	Classe d'uso	C_U	V_R
100 (anni)	III	1,5	150 anni

5. CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA DEL SITO

5.1. Indagini pregresse (ARPA PIEMONTE)

Tra i dati messi a disposizione da ARPA Piemonte è inclusa la "Banca Dati Geotecnica", finalizzata alla raccolta di tutte le informazioni inerenti alla caratterizzazione fisico-meccanica del sottosuolo. I dati disponibili provengono da studi in ambito di progettazione di grandi infrastrutture, piani regolatori e studi di fattibilità. La banca dati è organizzata in Archivio Sondaggi, Archivio prove ed indagini in sito ed in laboratorio, Archivio Ammassi Rocciosi.

Di seguito si mostra stralcio cartografico dell'area in oggetto su scala minima, riportante le indagini svolte.



Stralcio cartografico Banca Dati Geotecnica (ARPA Piemonte)

Si evince che all'interno o nelle vicinanze dell'area in esame ricadono i seguenti dati:

- **Pozzi PRISMAS:**
 - Pozzo PII20: sito a NE del centro abitato di Ghislarengo, nei pressi del Cimitero comunale, profondo 15 metri;
 - Pozzo PZ 107.188,0: sito a SW del centro abitato di Ghislarengo, nei pressi di Via Kennedy, profondo 90 metri;
 - Pozzo PZ 107.120,00: sito a N del centro abitato di Arborio, presso la Strada Regione Gabbiaccio, profondo 108 metri.

- **Campioni:**
 - Gruppo 1: n.6 campioni prelevati nei pressi dell'autostrada A4, in corrispondenza del confine comunale Greggio-Villarboit, lungo il corso d'acqua Marchiazza;
 - Gruppo 2: n.3 campioni prelevati nei pressi dell'autostrada A4, nel territorio comunale di Greggio, lungo il corso d'acqua Roggia Oreale;

- Gruppo 3: n.3 campioni prelevati nei pressi dell'autostrada A4, nel territorio comunale di Greggio, lungo il Canale Dondoglio;
- Gruppo 4: n.3 campioni prelevati nei pressi dell'autostrada A4, nel territorio comunale di Greggio, lungo il fiume Sesia.

5.1.1. Pozzi PRISMAS

Pozzo PII20 – Comune di Ghislarengo

Pozzo PII20	Cimitero comunale Ghislarengo (VC)
Anno perforazione	2002
Quota p.c.	207 m.s.l.m.
Profondità perforazione	15,00 m
Livello falda	4,00 m
Formazione geologica	Depositi fluvioglaciali ghiaiosi, con debole strato di alterazione; copertura loessica

Profondità [m]		Litologia
0,00	0,05	Asfalto
0,05	0,30	Ghiaietto eterometrico in debole matrice sabbiosa
0,30	1,50	Sabbia limosa a legante argilloso inglobante ghiaietto
1,50	4,00	Ghiaia eterometrica e ciottoli in matrice sabbiosa
4,00	9,50	Ghiaia eterometrica e ciottoli in matrice sabbiosa da debolmente limosa a limosa
9,50	12,70	Limo argilloso debolmente sabbioso
12,70	14,00	Limo sabbioso a legante argilloso
14,00	15,00	Sabbia limosa con ghiaia medio fine

Stratigrafia semplificata pozzo PII20 - Banca Dati Geotecnica (ARPA Piemonte)

Pozzo 107.188,00 – Comune di Ghislarengo

Pozzo 107.188,00	Via Kennedy Ghislarengo (VC)
Anno perforazione	1990
Quota p.c.	206 m.s.l.m.
Profondità perforazione	90,00 m
Livello falda	4,80 m
Formazione geologica	Depositi fluvioglaciali ghiaiosi, con debole strato di alterazione; copertura loessica

Profondità [m]		Litologia
0,00	9,00	Ghiaia e sabbia
9,00	19,00	Argilla
19,00	25,00	Ghiaia con argilla
25,00	30,00	Sabbia argillosa
30,00	35,00	Argilla con lignite
35,00	39,00	Sabbia fine
39,00	65,00	Argilla
65,00	82,00	Ghiaia e sabbia
82,00	90,00	Sabbia argillosa

Stratigrafia semplificata pozzo 107.188,00 - Banca Dati Geotecnica (ARPA Piemonte)

Pozzo 107.120,00 – Comune di Arborio

Pozzo 107.120,00	Strada Regione Gabbiaccio, Arborio (VC)
Anno perforazione	1986
Quota p.c.	189 m.s.l.m.
Profondità perforazione	108,00 m
Livello falda	0,00 m
Formazione geologica	Depositi fluvioglaciali ghiaiosi, con debole strato di alterazione; copertura loessica

Profondità [m]		Litologia
0,00	1,00	Terra argillosa
1,00	12,00	Ghiaia e sabbia
12,00	16,00	Argilla
16,00	19,00	Sabbia
19,00	23,00	Argilla
23,00	26,00	Sabbia
26,00	30,00	Argilla
30,00	36,50	Sabbia
36,50	39,00	Argilla
39,00	44,00	Sabbia
44,00	63,00	Argilla
63,00	67,00	Sabbia e ghiaietto
67,00	69,00	Argilla
69,00	73,00	Sabbia argillosa
73,00	90,00	Argilla
90,00	105,50	Sabbia
105,50	108,00	Argilla

Stratigrafia semplificata pozzo 107.120,00 - Banca Dati Geotecnica (ARPA Piemonte)

Dalle stratigrafie semplificate sopra esposte, si evince che fino ad oltre 100 metri di profondità dal piano campagna nell'ambito di depositi fluvioglaciali ghiaiosi si ha una continua alternanza tra strati sabbiosi e strati argillosi. I pozzi più settentrionali, eseguiti nei dintorni dell'abitato di Ghislarengo, mostrano una minore presenza di strati a granulometria fine, lasciando spazio a prevalenti sabbie ed alla presenza di strati ghiaiosi.

5.1.2. Campioni

Di seguito si riportano tabelle riassuntive circa le caratteristiche dei campioni prelevati presenti sulla Banca Dati Geotecnica di ARPA Piemonte, suddivisi per gruppi a seconda dell'area geografica in cui sono stati prelevati.

Gruppo 1 – Area Torrente Marchiazza

Campione: C66-alv	Torrente Marchiazza - Greggio (VC)
Anno	1998
Formazione geologica	Depositi alluvionali ghiaiosi recenti ed attuali
Grado di disturbo	Disturbato
Profondità prelievo	0,00 m

Analisi granulometrica	
Ciottoli [%]	13,85
Ghiaia [%]	66,35
Sabbia [%]	19,00
Limo [%]	0,00
Argilla [%]	0,00
Passante 200 [%]	0,00
Contenuto d'acqua [%]	-

Campione: C69-spo	Torrente Marchiazza - Greggio (VC)
Anno	1998
Formazione geologica	Depositi alluvionali ghiaiosi recenti ed attuali
Grado di disturbo	Disturbato
Profondità prelievo	0,00 m

Analisi granulometrica	
Ciottoli [%]	17,27
Ghiaia [%]	54,03
Sabbia [%]	23,40
Limo [%]	0,00
Argilla [%]	0,00
Passante 200 [%]	5,30
Contenuto d'acqua [%]	-

Campione: C67-spo	Torrente Marchiazza - Greggio (VC)
Anno	-
Formazione geologica	Depositi alluvionali ghiaiosi recenti ed attuali
Grado di disturbo	Disturbato
Profondità prelievo	0,00 m

Analisi granulometrica	
Ciottoli [%]	14,70
Ghiaia [%]	56,30
Sabbia [%]	23,00
Limo [%]	0,00
Argilla [%]	0,00
Passante 200 [%]	6,00
Contenuto d'acqua [%]	-

Campione: C68-spo	Torrente Marchiazza - Greggio (VC)
Anno	1998
Formazione geologica	Depositi alluvionali ghiaiosi recenti ed attuali
Grado di disturbo	Disturbato
Profondità prelievo	0,00 m

Analisi granulometrica	
Ciottoli [%]	13,24
Ghiaia [%]	48,76
Sabbia [%]	25,40
Limo [%]	0,00
Argilla [%]	0,00
Passante 200 [%]	12,60
Contenuto d'acqua [%]	-

Campione: C65-alv	Torrente Marchiazza - Greggio (VC)
Anno	1998
Formazione geologica	Depositi alluvionali ghiaiosi recenti ed attuali
Grado di disturbo	Disturbato
Profondità prelievo	0,00 m

Analisi granulometrica	
Ciottoli [%]	17,24
Ghiaia [%]	66,36
Sabbia [%]	15,80
Limo [%]	0,00
Argilla [%]	0,00
Passante 200 [%]	0,60
Contenuto d'acqua [%]	-

Campione: C64-alv	Torrente Marchiazza - Greggio (VC)
Anno	1998
Formazione geologica	Depositi alluvionali ghiaiosi recenti ed attuali
Grado di disturbo	Disturbato
Profondità prelievo	0,00 m

Analisi granulometrica	
Ciottoli [%]	16,06
Ghiaia [%]	63,24
Sabbia [%]	20,00
Limo [%]	0,00
Argilla [%]	0,00
Passante 200 [%]	0,70
Contenuto d'acqua [%]	-

Gruppo 2 - Area Rio Orcale

Campione: C72-spo	Rio Orcale - Greggio (VC)
Anno	1998
Formazione geologica	Depositi fluvioglaciali ghiaiosi, con debole strato di alterazione; copertura loessica
Grado di disturbo	Disturbato
Profondità prelievo	0,00 m

Analisi granulometrica	
Ciottoli [%]	8,15
Ghiaia [%]	52,85
Sabbia [%]	32,80
Limo [%]	0,00
Argilla [%]	0,00
Passante 200 [%]	6,20
Contenuto d'acqua [%]	-

Campione: C71-alv	Rio Orcale - Greggio (VC)
Anno	1998
Formazione geologica	Depositi fluvioglaciali ghiaiosi, con debole strato di alterazione; copertura loessica
Grado di disturbo	Disturbato
Profondità prelievo	0,00 m

Analisi granulometrica	
Ciottoli [%]	17,72
Ghiaia [%]	57,68
Sabbia [%]	22,60
Limo [%]	0,00
Argilla [%]	0,00
Passante 200 [%]	2,00
Contenuto d'acqua [%]	-

Campione: C70-alv	Rio Orcale - Greggio (VC)
Anno	1998
Formazione geologica	Depositi alluvionali ghiaiosi recenti ed attuali
Grado di disturbo	Disturbato
Profondità prelievo	0,00 m

Analisi granulometrica	
Ciottoli [%]	20,71
Ghiaia [%]	57,99
Sabbia [%]	18,80
Limo [%]	0,00
Argilla [%]	0,00
Passante 200 [%]	2,50
Contenuto d'acqua [%]	-

Gruppo 3 - Area Rio Dondoglio

Campione: C74-alv	Rio Dondoglio - Greggio (VC)
Anno	1998
Formazione geologica	Depositi fluvioglaciali ghiaiosi, con debole strato di alterazione; copertura loessica
Grado di disturbo	Disturbato
Profondità prelievo	0,00 m

Analisi granulometrica	
Ciottoli [%]	13,41
Ghiaia [%]	49,19
Sabbia [%]	34,40
Limo [%]	0,00
Argilla [%]	0,00
Passante 200 [%]	3,00
Contenuto d'acqua [%]	-

Campione: C75-spo	Rio Dondoglio - Greggio (VC)
Anno	1998
Formazione geologica	Depositi fluvioglaciali ghiaiosi, con debole strato di alterazione; copertura loessica
Grado di disturbo	Disturbato
Profondità prelievo	0,00 m

Analisi granulometrica	
Ciottoli [%]	9,27
Ghiaia [%]	49,83
Sabbia [%]	29,30
Limo [%]	0,00
Argilla [%]	0,00
Passante 200 [%]	11,60
Contenuto d'acqua [%]	-

Campione: C73-alv	Rio Dondoglio - Greggio (VC)
Anno	1998
Formazione geologica	Depositi alluvionali ghiaiosi recenti ed attuali
Grado di disturbo	Disturbato
Profondità prelievo	0,00 m

Analisi granulometrica	
Ciottoli [%]	12,98
Ghiaia [%]	57,02
Sabbia [%]	26,20
Limo [%]	0,00
Argilla [%]	0,00
Passante 200 [%]	3,80
Contenuto d'acqua [%]	-

Gruppo 4 - Fiume Sesia

Campione: C76-alv	Fiume Sesia - Greggio (VC)
Anno	1998
Formazione geologica	Depositi alluvionali ghiaiosi recenti ed attuali
Grado di disturbo	Disturbato
Profondità prelievo	0,00 m

Analisi granulometrica	
Ciottoli [%]	21,29
Ghiaia [%]	58,41
Sabbia [%]	20,00
Limo [%]	0,00
Argilla [%]	0,00
Passante 200 [%]	0,30
Contenuto d'acqua [%]	-

Campione: C77-alv	Fiume Sesia - Greggio (VC)
Anno	1998
Formazione geologica	Depositi alluvionali ghiaiosi recenti ed attuali
Grado di disturbo	Disturbato
Profondità prelievo	0,00 m

Analisi granulometrica	
Ciottoli [%]	17,68
Ghiaia [%]	57,62
Sabbia [%]	24,20
Limo [%]	0,00
Argilla [%]	0,00
Passante 200 [%]	0,50
Contenuto d'acqua [%]	-

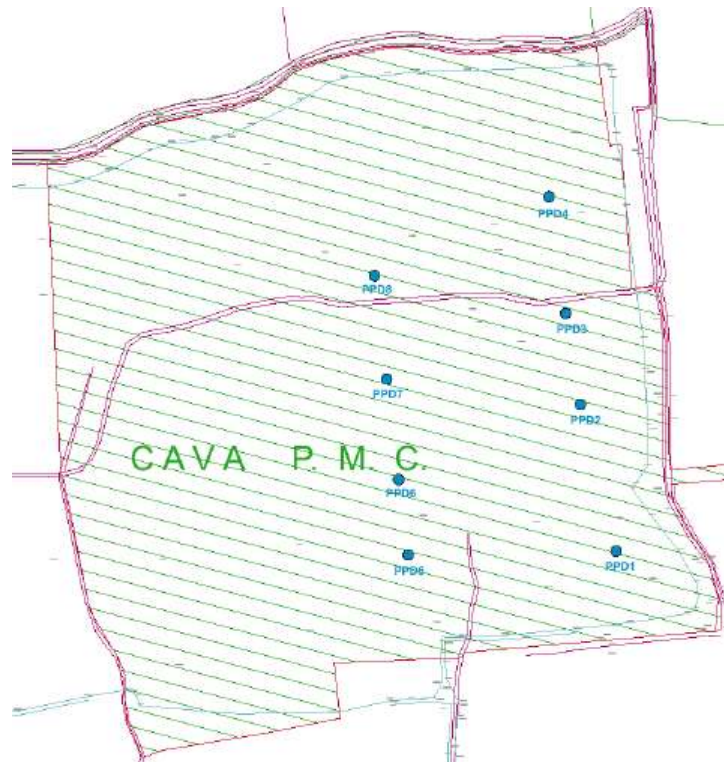
Campione: C78-alv	Fiume Sesia - Greggio (VC)
Anno	1998
Formazione geologica	Depositi alluvionali ghiaiosi recenti ed attuali
Grado di disturbo	Disturbato
Profondità prelievo	0,00 m

Analisi granulometrica	
Ciottoli [%]	15,13
Ghiaia [%]	54,97
Sabbia [%]	28,60
Limo [%]	0,00
Argilla [%]	0,00
Passante 200 [%]	1,30
Contenuto d'acqua [%]	-

Analizzando i dati disponibili per i campioni di terreno analizzati, risulta evidente che tutti i campioni mostrino una percentuale di ghiaie e ciottoli predominanti rispetto alle sabbie. I materiali fini risultano invece essere presenti in percentuali minime, se non assenti.

5.2. Indagini svolte (2012)

Nell'anno 2012 lo Studio Geologico Rivolta e Grassi ha svolto una campagna geognostica in merito alla variante al progetto di chiusura finale della cava di inerti in località San Grato. Si sono realizzate n.8 prove penetrometriche dinamiche, effettuate nelle aree accessibili, come riportato nella seguente planimetria.



Ubicazione indagini geognostiche 2012

5.3. Prove penetrometriche dinamiche

Le prove penetrometriche dinamiche SPT sono state eseguite secondo standard ASTM a diverse profondità. Con questo tipo di prova in situ si ha l'obiettivo di determinare la resistenza che il terreno oppone alla penetrazione dinamica di un campionatore infisso nel terreno a partire dal fondo del foro di sondaggio. La resistenza è funzione delle caratteristiche geomeccaniche e litologiche del terreno.

Per la prova si è utilizzato un penetrometro TG 63/100, ed è consistita nel far cadere un maglio di 63,5 kg da un'altezza di 750 mm, su una testa di battuta fissa alla sommità di una batteria di aste, alla cui estremità è avvitato il campionatore di dimensioni standardizzate (diametro punta da 51 mm, angolo punta di 60°, area della base della punta conica di 20.43 cm²). Il numero di colpi (N) necessario per una penetrazione del campionatore pari a 300 mm (dopo l'eventuale penetrazione quasi-statica per gravità e dopo 150 mm di infissione dinamica per il posizionamento) è il dato assunto come indice di resistenza alla penetrazione (N_{SPT}). Prima dell'esecuzione di ogni singola prova, dal fondo del foro di sondaggio vengono eliminati eventuali sedimenti che potrebbero inficiare l'esito della prova.

Per calcolare il valore di resistenza r_d , si usa la seguente formula:

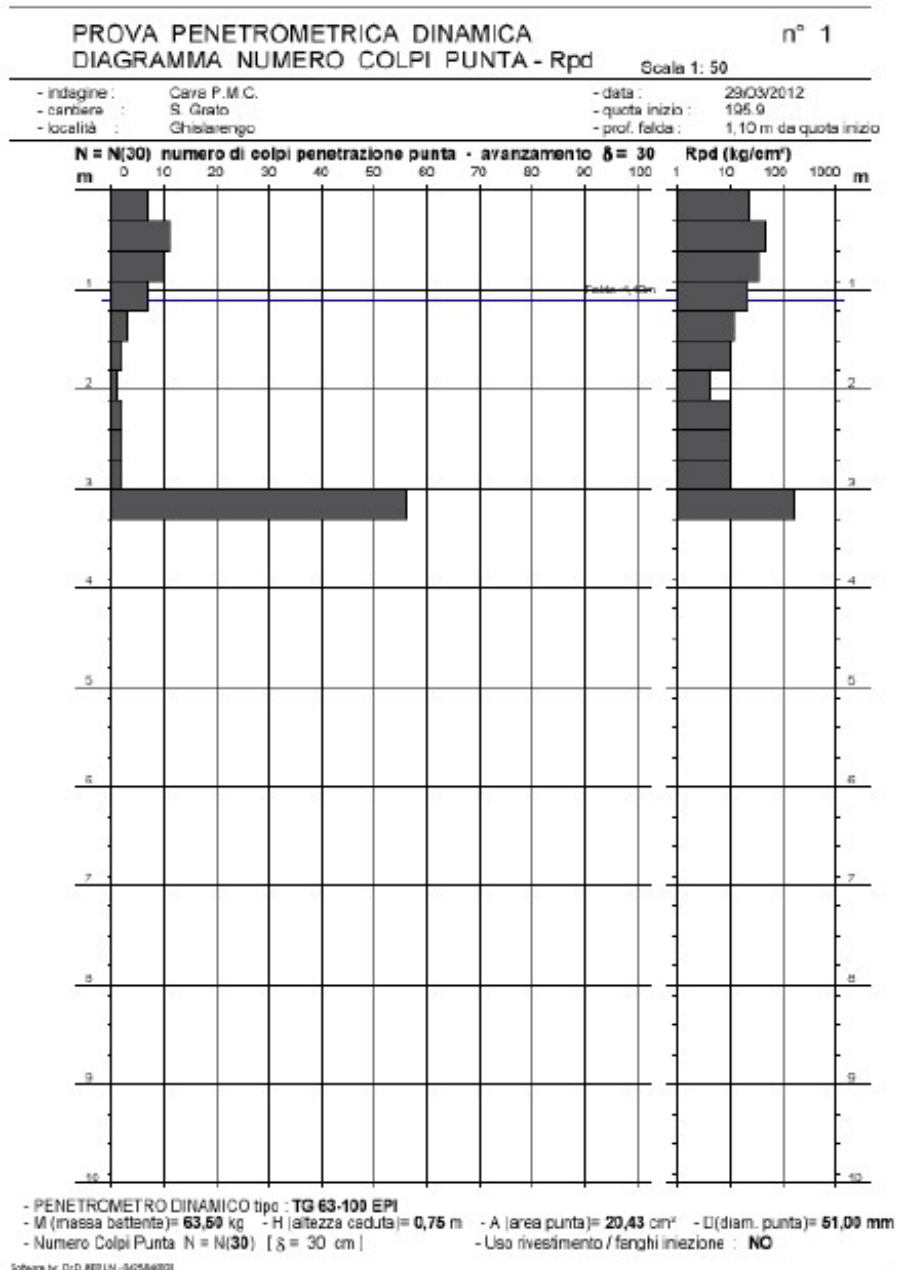
$$r_d = \frac{M \cdot g \cdot H}{A \cdot e}$$

dove:

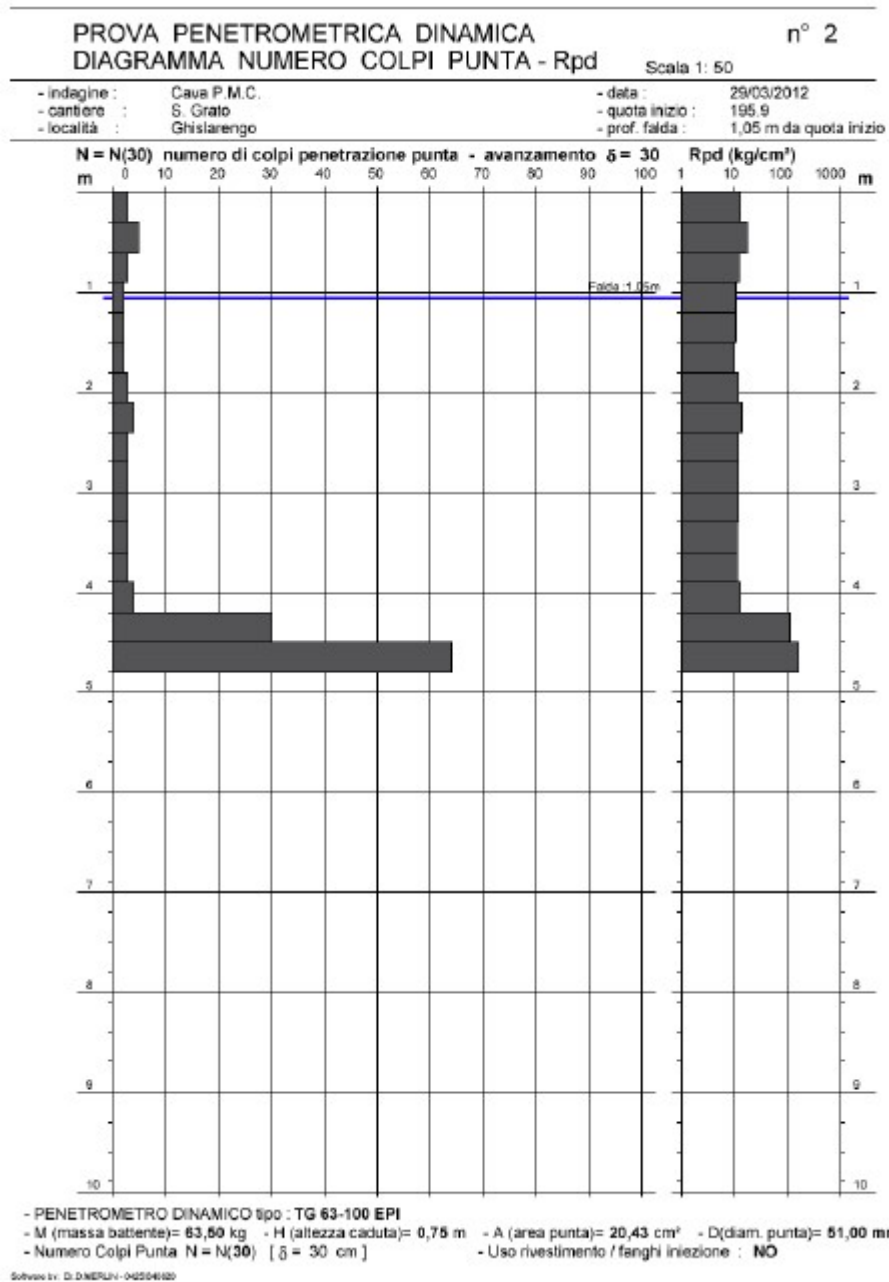
- M è la massa del maglio;
- g è l'accelerazione gravitazionale;
- H è l'altezza di caduta del maglio;
- A è l'area della sezione trasversale della base della punta conica;
- e è la penetrazione media per colpo.

I risultati delle prove penetrometriche sono riportati di seguito.

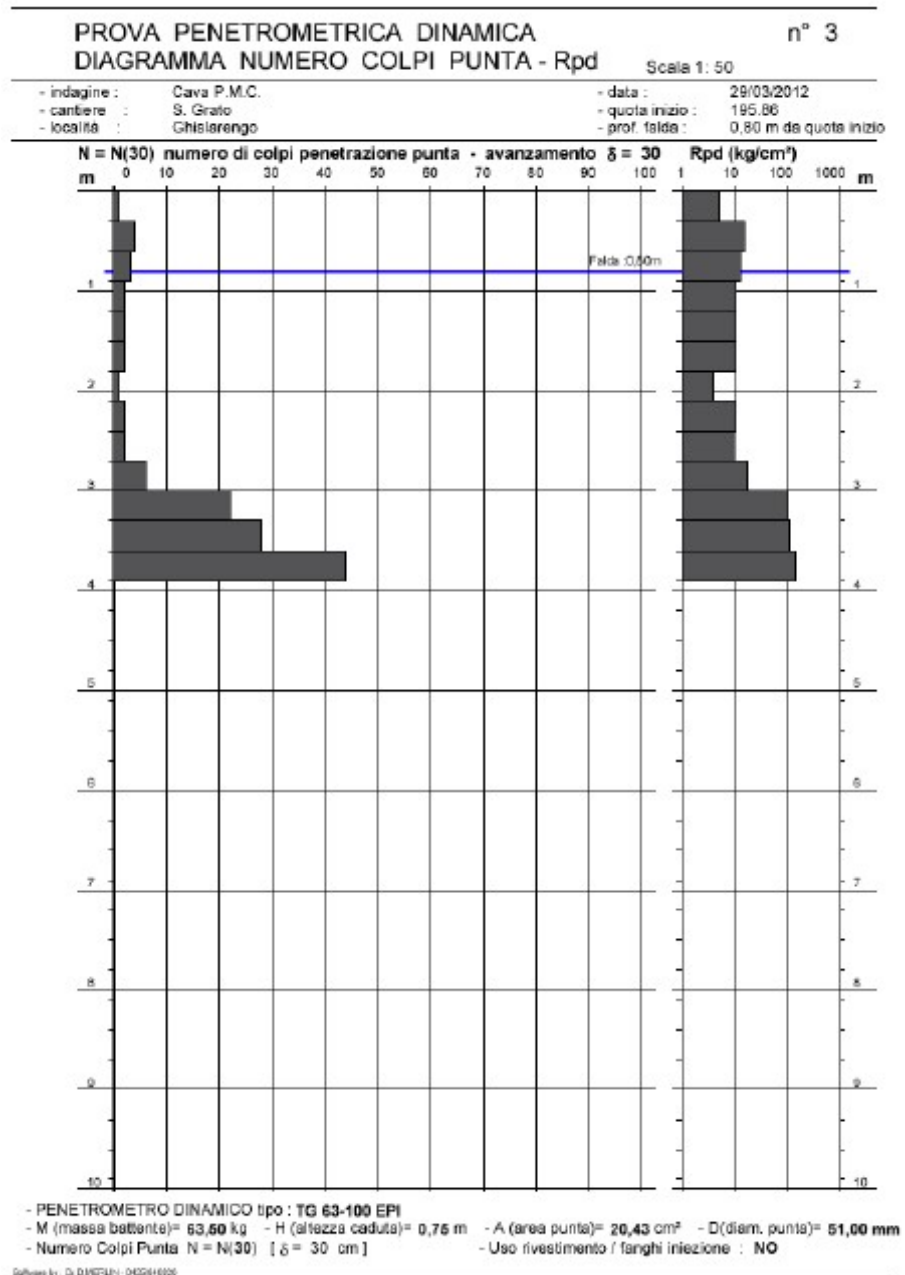
PROVA PENETROMETRICA SPT1



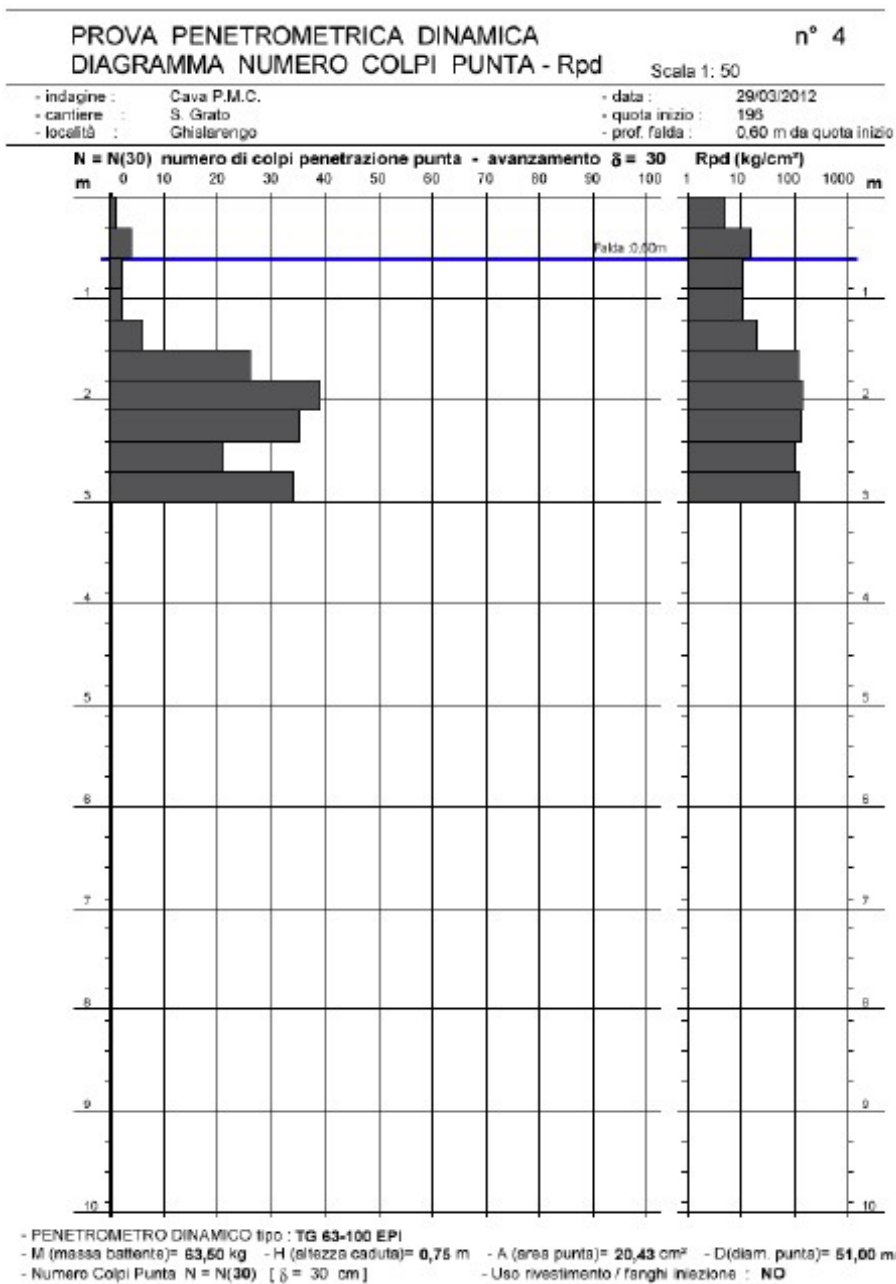
PROVA PENETROMETRICA SPT2



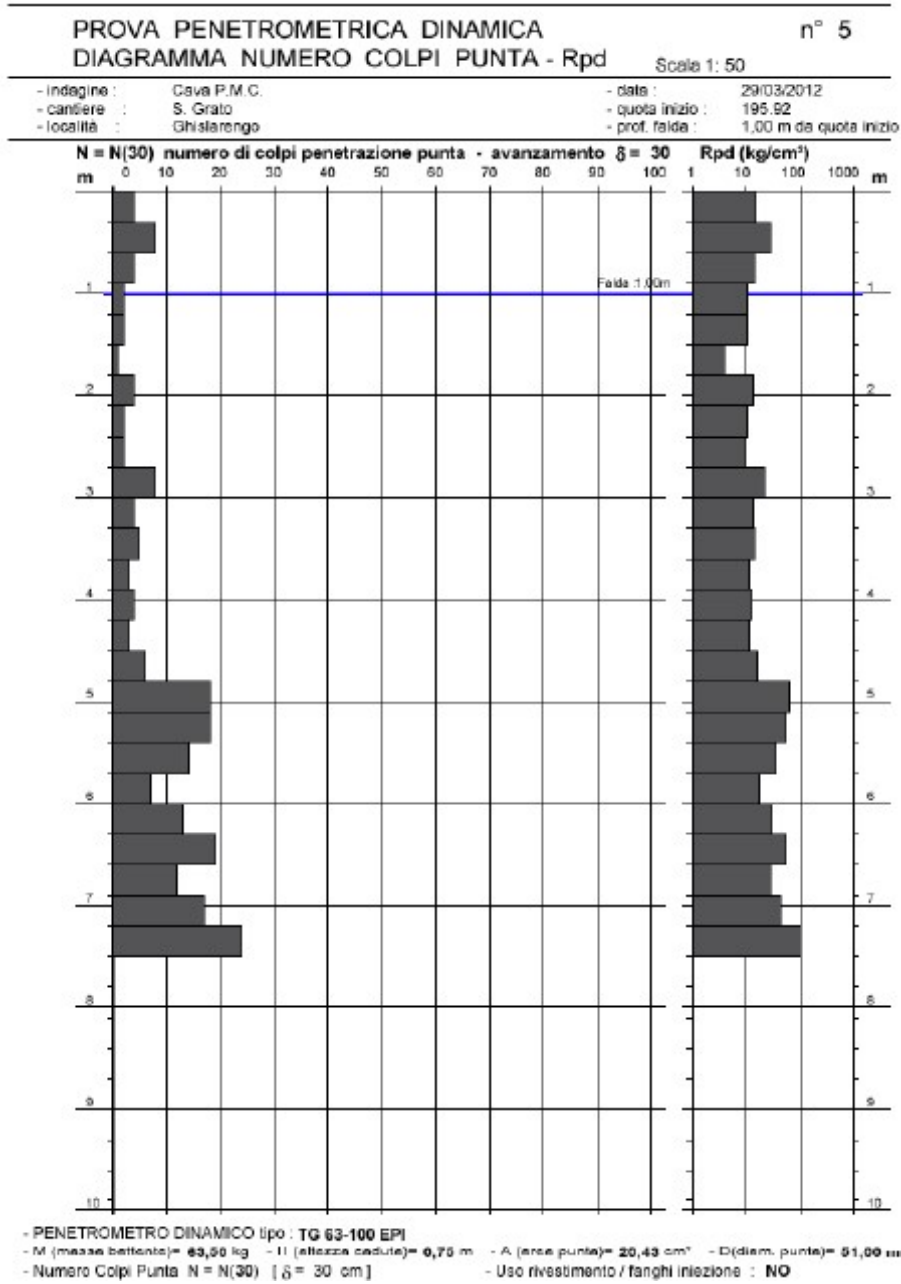
PROVA PENETROMETRICA SPT3



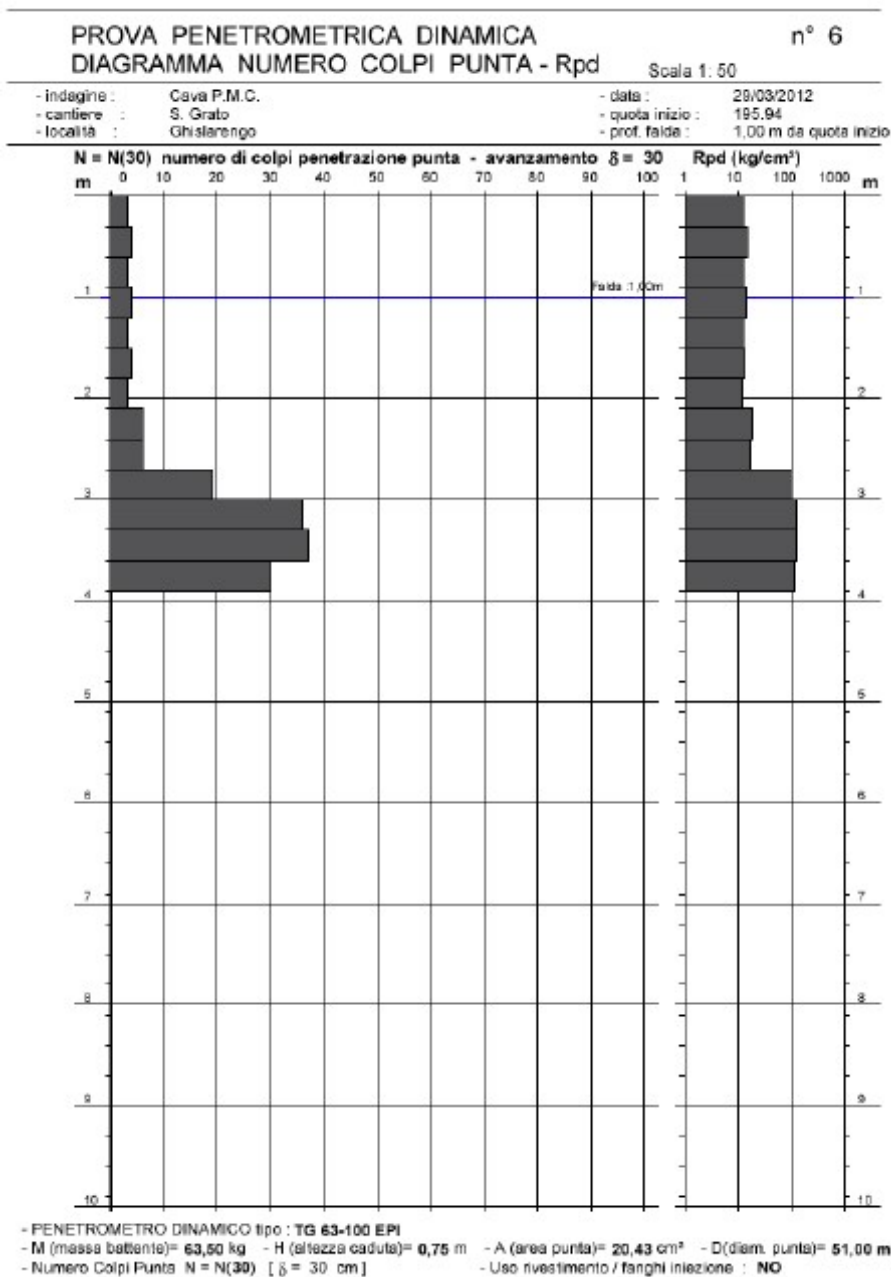
PROVA PENETROMETRICA SPT4



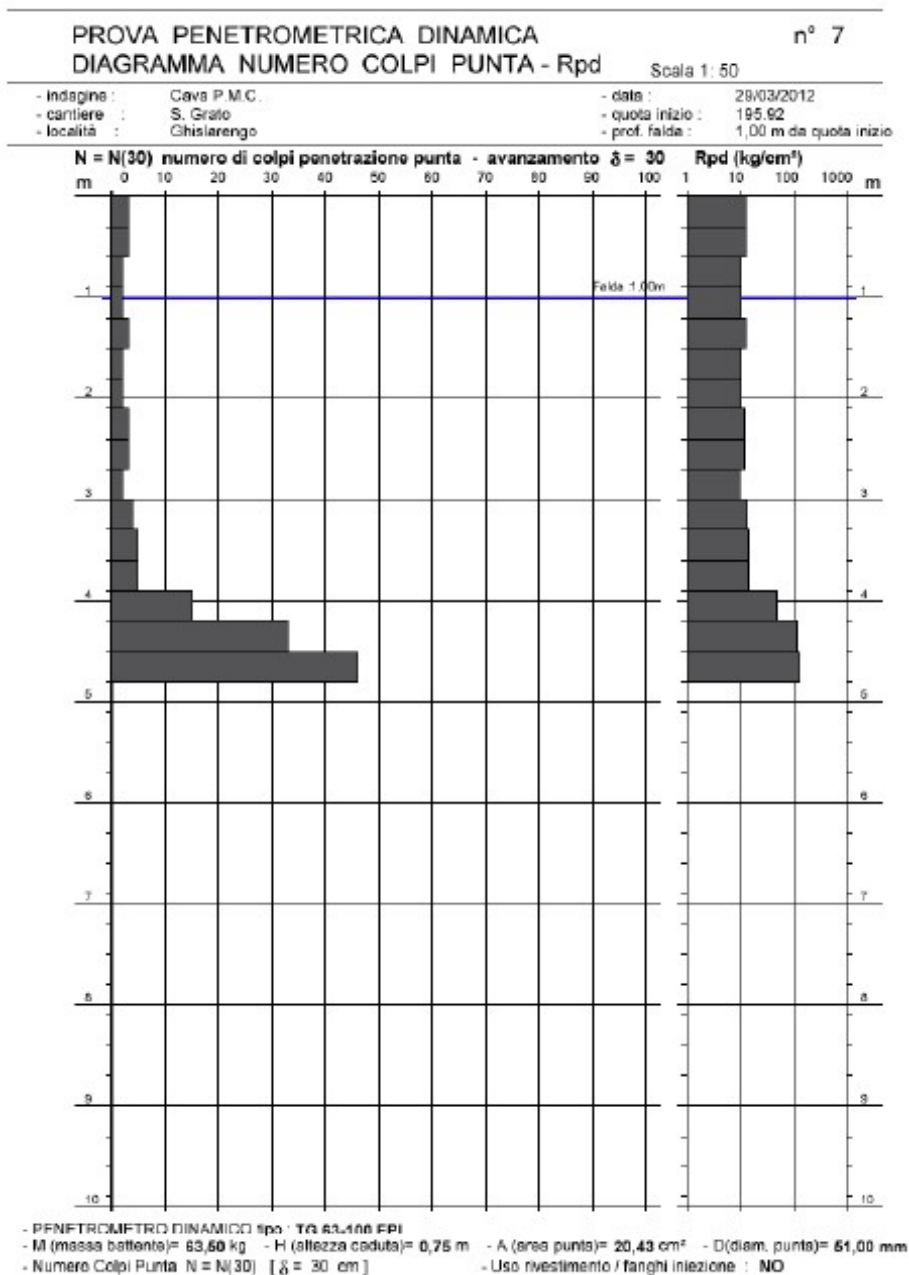
PROVA PENETROMETRICA SPT5



PROVA PENETROMETRICA SPT6



PROVA PENETROMETRICA SPT7

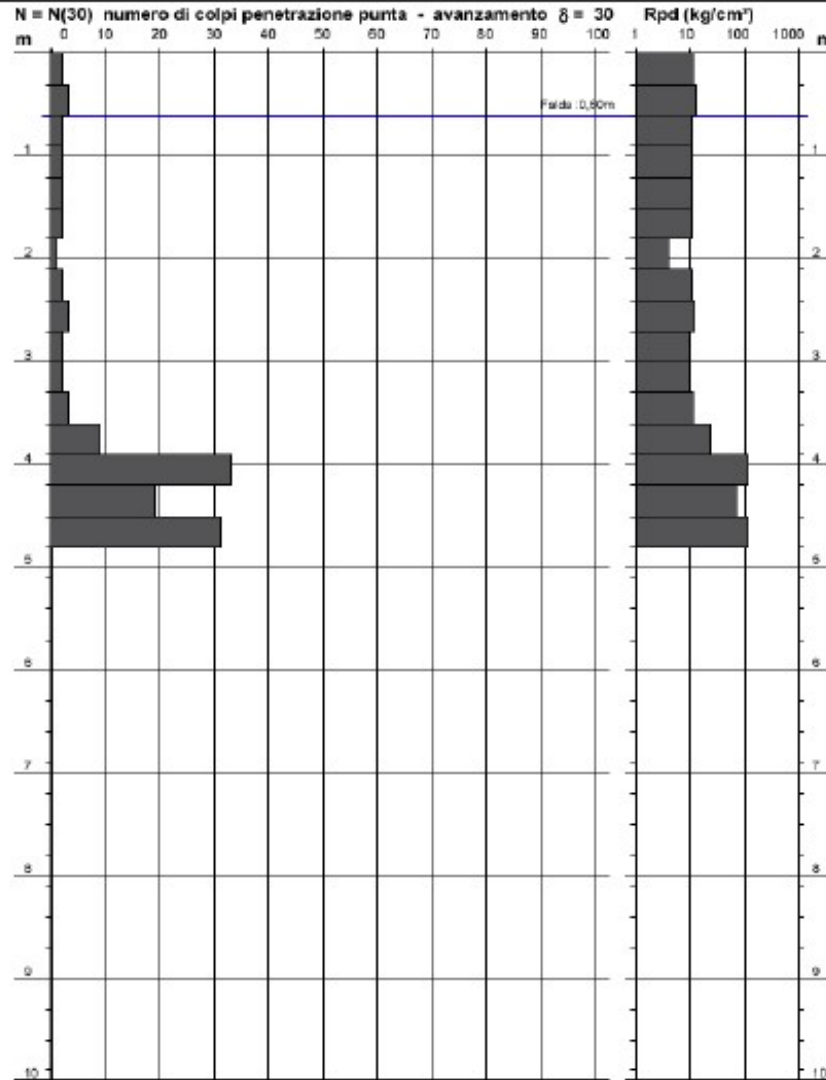


PROVA PENETROMETRICA SPT8

**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
 DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA - Rpd** n° 8

Scala 1: 50

- indagine : Cava P.M.C. - data : 29/03/2012
 - cantiere : S. Grato - quota inizio : 195.98
 - località : Ghislarenco - prof. falda : 0.60 m da quota inizio



- PENETROMETRO DINAMICO tipo : **TG 63-100 EPI**
 - M (massa battente)= **63,50 kg** - H (altezza caduta)= **0,75 m** - A (area punta)= **20,43 cm²** - D (diam. punta)= **51,00 mm**
 - Numero Colpi Punta N = N(30) [$\delta = 30$ cm] - Uso rivestimento / fanghi iniezione : **NO**

5.4. Modello geologico-geotecnico

Come si ha modo di osservare dai risultati delle prove penetrometriche dinamiche realizzate (vd. *Relazione Geologica*), il sottosuolo è caratterizzato da una certa variabilità, dovuta ad un'alternanza di depositi sedimentari a diverse granulometrie. Nello specifico, per i primi 5 metri di profondità si è ricavato un modello geologico-geotecnico a due strati, con uno più superficiale costituito da sabbie limose ed uno più profondo a ghiaie e ciottoli con sabbie. Nella definizione dell'angolo di attrito interno dei due litotipi, per la sabbia limosa si è considerato il valore medio di 32°, dato che tra le varie prove i valori oscillavano tra 31° e 33°; per la ghiaia, invece, visti i valori particolarmente alti di densità relativa ottenuti, con evidente influenza su ϕ' , si è scelto il valore più cautelativo ottenuto, pari a 42°.

Strato	Litologia	Profondità [m]	ϕ' [°]	γ [t/m ³]
1	Sabbia limosa	0,00 - 3,00	32,0	1,6
2	Ghiaia e ciottoli con sabbia	3,00 - 5,00	42,0	1,9

Modello geologico – geotecnico

6. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

6.1. Edificio Servizi ausiliari

6.1.1. Calcestruzzo per magrone

Calcestruzzo magro dosato a 150 kg/mc di cemento (Classe C12/15).

6.1.2. Calcestruzzo per opere di fondazione

6.1.2.1. Prescrizioni di durabilità

I riferimenti per le caratteristiche di durabilità del calcestruzzo sono le seguenti norme:

- UNI EN 206:2021;
- UNI 11104-2016.

Di seguito si riporta un prospetto estratto da quest'ultima norma in cui sono espresse le classi minime di resistenza del calcestruzzo da impiegare in funzione della classe di esposizione del conglomerato cementizio.

VALORI LIMITE PER LA COMPOSIZIONE E LE PROPRIETÀ DEL CALCESTRUZZO

PROSPETTO 5 UNI 11104:2016	CLASSI DI ESPOSIZIONE																		
	Nessun rischio di corrosione dell'armatura	Corrosione delle armature indotta dalla carbonatazione				Corrosione delle armature indotta da cloruri						Attacco da cicli di gelo/disgelo				Ambiente aggressivo per attacco chimico			
		X0	XC1	XC2	XC3	XC4	Acqua di mare			Cloruri provenienti da altre fonti			XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2	XA3
	XS1						XS2	XS3	XD1	XD2	XD3								
Massimo rapporto a/c	-	0.60	0.55	0.50	0.50	0.50	0.45	0.55	0.50	0.45	0.50	0.50	0.45	0.55	0.50	0.45			
Minima classe di resistenza	C12/15	C25/30	C30/37	C32/40	C32/40	C35/45	C30/37	C32/40	C35/45	C32/40	C30/37	C30/37	C32/40	C30/37	C32/40	C35/45			
Minimo contenuto in cemento (Kg/m ³) (a)	-	300	320	340	340	360	320	340	360	320	340	360	320	340	360				
Contenuto minimo in aria (%)												(b)	4,0 (a)						
Altri requisiti						È richiesto l'utilizzo di cementi resistenti all'acqua di mare secondo UNI 9156						È richiesto l'utilizzo di aggregati conformi alla UNI EN 12620 di adeguata resistenza al gelo/disgelo				In caso di esposizione a terreno o acqua del terreno contenente solfati nei limiti del prospetto 2 della UNI EN 206:2014, è richiesto l'impiego di cementi resistenti ai solfati (c)			

PRESCRIZIONI DI DURABILITA' (UNI EN 206:2021 - UNI EN 11104:2016)	
Corrosione indotta dalla carbonatazione	XC2
Classe di lavorabilità	S4
Massimo rapporto acqua/cemento	0.60
Minimo contenuto di cemento	300 kg/m ³
Contenuto minimo di aria	-
Copriferro netto (vd. elaborati progettuali)	50 mm
Classe minima	C25/30

6.1.2.2. Caratteristiche meccaniche

Per il calcestruzzo la resistenza di calcolo a compressione, f_{cd} , è valutata come:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

in cui:

- f_{ck} rappresenta la resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo a 28 giorni di maturazione;
- γ_c è fattore parziale di sicurezza per il calcestruzzo, pari a 1.50;
- α_{cc} risulta il coefficiente che tiene conto degli effetti di lunga durata sulla resistenza a compressione, pari a 0,85.

La resistenza a trazione di progetto, f_{ctd} , vale:

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c}$$

in cui f_{ctk} rappresenta la resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo, definita secondo il §11.2.10.2 delle NTC 2018.

La resistenza a trazione assiale caratteristica del calcestruzzo, f_{ctk} , risulta essere pari a:

$$f_{ctk} = 0,7 f_{ctm}$$

La resistenza media a trazione semplice (assiale), f_{ctm} , è pari a:

$$f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{2/3} \quad \text{per classi} \leq C50/60$$

$$f_{ctm} = 2,12 \ln[1 + f_{cm}/10] \quad \text{per classi} > C50/60$$

Il modulo elastico E_{cm} , in sede di progettazione si può assumere pari a:

$$E_{cm} = 22000 \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0,3}$$

in cui f_{cm} rappresenta il valore medio della resistenza caratteristica cilindrica a compressione calcolato come:

$$f_{cm} = f_{ck} + 8$$

La solidarietà tra barre di acciaio e calcestruzzo è garantita dall'aderenza che si sviluppa lungo le superfici che vengono a contatto tra loro. Per espletare tale funzione le barre devono essere perfettamente aderenti al calcestruzzo che le circonda. La tensione che si genera assicura la trasmissione degli sforzi di scorrimento tra i due materiali.

La resistenza tangenziale di aderenza di progetto f_{bd} vale:

$$f_{ctd} = \frac{f_{bk}}{\gamma_c}$$

in cui f_{bk} rappresenta la resistenza tangenziale caratteristica di aderenza data da:

$$f_{bk} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctk}$$

dove:

- η_1 è pari a 1,00 in condizioni di buona aderenza ovvero pari a 0,7 in condizioni di non buona aderenza, quali nei casi di armature molto addensate, ancoraggi in zona tesa;
- $\eta_2 = 1,0$ per barre di diametro ≤ 32 mm, altrimenti pari a $\eta_2 = (132 - \Phi)/100$;

Di seguito una tabella riepilogativa per quanto concerne le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo utilizzato.

CALCESTRUZZO	CLASSE C32/40	
Resistenza cubica caratteristica	R_{ck} [MPa]	40.00
Resistenza cilindrica a compressione caratteristica	f_{ck} [MPa]	33.20
Resistenza cilindrica a compressione di progetto	f_{cd} [MPa]	18.81
Valore medio della resistenza a compressione	f_{cm} [MPa]	41.20
Valore medio della resistenza a trazione semplice	f_{ctm} [MPa]	3.10
Resistenza a trazione semplice caratteristica	f_{ctk} [MPa]	2.17
Resistenza a trazione semplice di progetto	f_{ctd} [MPa]	1.45
Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza	f_{bk} [MPa]	4.88
Resistenza tangenziale di aderenza di progetto	f_{bd} [MPa]	3.25
Massima tensione di compressione del calcestruzzo $\sigma_{c,max}$ per combo caratteristica	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	19.92
Massima tensione di compressione del calcestruzzo $\sigma_{c,max}$ per combo quasi permanente	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	14.94
Modulo di elasticità secante	E_{cm} [MPa]	33642.78
Peso specifico	P_c [kN/m ³]	25.00

6.1.3. Calcestruzzo per opere di elevazione

6.1.3.1. Prescrizioni di durabilità

PRESCRIZIONI DI DURABILITA' (UNI EN 206:2021 - UNI EN 11104:2016)	
Corrosione indotta dalla carbonatazione	XC4
Classe di lavorabilità	S4
Massimo rapporto acqua/cemento	0.50
Minimo contenuto di cemento	340 kg/m ³
Contenuto minimo di aria	-
Copriferro netto (vd. elaborati progettuali)	50 mm
Classe minima	C32/40

6.1.3.2. Caratteristiche meccaniche

Di seguito una tabella riepilogativa per quanto concerne le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo utilizzato.

CALCESTRUZZO	CLASSE C32/40	
Resistenza cubica caratteristica	R_{ck} [MPa]	40.00
Resistenza cilindrica a compressione caratteristica	f_{ck} [MPa]	33.20
Resistenza cilindrica a compressione di progetto	f_{cd} [MPa]	18.81
Valore medio della resistenza a compressione	f_{cm} [MPa]	41.20
Valore medio della resistenza a trazione semplice	f_{ctm} [MPa]	3.10
Resistenza a trazione semplice caratteristica	f_{ctk} [MPa]	2.17
Resistenza a trazione semplice di progetto	f_{ctd} [MPa]	1.45
Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza	f_{bk} [MPa]	4.88
Resistenza tangenziale di aderenza di progetto	f_{bd} [MPa]	3.25
Massima tensione di compressione del calcestruzzo $\sigma_{c,max}$ per combo caratteristica	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	19.92
Massima tensione di compressione del calcestruzzo $\sigma_{c,max}$ per combo quasi permanente	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	14.94
Modulo di elasticità secante	E_{cm} [MPa]	33642.78
Peso specifico	P_c [kN/m ³]	25.00

6.1.4. Acciaio d'armatura

6.1.4.1. Caratteristiche meccaniche

L'acciaio per cemento armato B450C è caratterizzato da un valore nominale della tensione caratteristica di snervamento $f_{y,nom} = 450 \text{ MPa}$. La resistenza di calcolo f_{yd} è data da:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{450}{1,15} = 391,3 \text{ MPa}$$

in cui γ_s è il fattore parziale di sicurezza per l'acciaio, pari a 1,15.

Il valore di progetto del modulo elastico E_s si assume pari a 210000 MPa.

I materiali, relativamente alle costruzioni in zona sismica, rispettano altresì le prescrizioni contenute al paragrafo §7.4.2.

Di seguito una tabella riepilogativa per quanto concerne le caratteristiche meccaniche delle barre d'armatura.

ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO	B450C	
Tensione caratteristica di rottura	f_{stk} [MPa]	540
Tensione caratteristica di snervamento	f_{syk} [MPa]	450
Tensione di progetto di snervamento	f_{syd} [MPa]	391,3
Modulo di elasticità normale	E_s [MPa]	210000
Modulo di elasticità trasversale	G [MPa]	80769
Peso specifico	P_s [kN/m ³]	78,50
Coefficiente di dilatazione termica per temperatura fino a 100°C	α [°C ⁻¹]	1,20E-05

6.2. Magazzino ed Edificio Comandi per SE di Trasformazione

6.2.1. Calcestruzzo per magrone

Calcestruzzo magro dosato a 150 kg/mc di cemento (Classe C12/15).

6.2.2. Calcestruzzo per opere di fondazione

6.2.2.1. Prescrizioni di durabilità

PRESCRIZIONI DI DURABILITA' (UNI EN 206:2021 - UNI EN 11104:2016)	
Corrosione indotta dalla carbonatazione	XC2
Classe di lavorabilità	S4
Massimo rapporto acqua/cemento	0.60
Minimo contenuto di cemento	300 kg/m ³
Contenuto minimo di aria	-
Copriferro netto	50 mm
Classe minima	C25/30

6.2.3. Caratteristiche meccaniche

Di seguito una tabella riepilogativa per quanto concerne le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo utilizzato.

CALCESTRUZZO	CLASSE C32/40	
Resistenza cubica caratteristica	R_{ck} [MPa]	40.00
Resistenza cilindrica a compressione caratteristica	f_{ck} [MPa]	33.20
Resistenza cilindrica a compressione di progetto	f_{cd} [MPa]	18.81
Valore medio della resistenza a compressione	f_{cm} [MPa]	41.20
Valore medio della resistenza a trazione semplice	f_{ctm} [MPa]	3.10
Resistenza a trazione semplice caratteristica	f_{ctk} [MPa]	2.17
Resistenza a trazione semplice di progetto	f_{ctd} [MPa]	1.45
Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza	f_{bk} [MPa]	4.88
Resistenza tangenziale di aderenza di progetto	f_{bd} [MPa]	3.25
Massima tensione di compressione del calcestruzzo $\sigma_{c,max}$ per combo caratteristica	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	19.92
Massima tensione di compressione del calcestruzzo $\sigma_{c,max}$ per combo quasi permanente	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	14.94
Modulo di elasticità secante	E_{cm} [MPa]	33642.78
Peso specifico	P_c [kN/m ³]	25.00

6.2.4. Calcestruzzo per opere di elevazione

6.2.4.1. Prescrizioni di durabilità

PRESCRIZIONI DI DURABILITA' (UNI EN 206:2021 - UNI EN 11104:2016)	
Corrosione indotta dalla carbonatazione	XC4
Classe di lavorabilità	S4
Massimo rapporto acqua/cemento	0.50
Minimo contenuto di cemento	340 kg/m ³
Contenuto minimo di aria	-
Copriferro netto	50 mm
Classe minima	C32/40

6.2.4.2. Caratteristiche meccaniche

Di seguito una tabella riepilogativa per quanto concerne le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo utilizzato.

CALCESTRUZZO	CLASSE C45/55	
Resistenza cubica caratteristica	R_{ck} [MPa]	55.00
Resistenza cilindrica a compressione caratteristica	f_{ck} [MPa]	45.65
Resistenza cilindrica a compressione di progetto	f_{cd} [MPa]	25.87
Valore medio della resistenza a compressione	f_{cm} [MPa]	53.65
Valore medio della resistenza a trazione semplice	f_{ctm} [MPa]	3.83
Resistenza a trazione semplice caratteristica	f_{ctk} [MPa]	2.68
Resistenza a trazione semplice di progetto	f_{ctd} [MPa]	1.79
Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza	f_{bk} [MPa]	6.04
Resistenza tangenziale di aderenza di progetto	f_{bd} [MPa]	4.02
Massima tensione di compressione del calcestruzzo $\sigma_{c,max}$ per combo caratteristica	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	27.39
Massima tensione di compressione del calcestruzzo $\sigma_{c,max}$ per combo quasi permanente	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	20.54
Modulo di elasticità secante	E_{cm} [MPa]	36416.11
Peso specifico	P_c [kN/m ³]	25.00

6.2.5. Calcestruzzo per pannelli di tamponamento

6.2.5.1. Prescrizioni di durabilità

PRESCRIZIONI DI DURABILITA' (UNI EN 206:2021 - UNI EN 11104:2016)	
Corrosione indotta dalla carbonatazione	XC4
Classe di lavorabilità	S4
Massimo rapporto acqua/cemento	0.50
Minimo contenuto di cemento	340 kg/m ³
Contenuto minimo di aria	-
Copriferro netto	<i>vd. elaborati progettuali</i>
Classe minima	C32/40

6.2.5.2. Caratteristiche meccaniche

Di seguito una tabella riepilogativa per quanto concerne le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo utilizzato.

CALCESTRUZZO	CLASSE C45/55	
Resistenza cubica caratteristica	R_{ck} [MPa]	55.00
Resistenza cilindrica a compressione caratteristica	f_{ck} [MPa]	45.65
Resistenza cilindrica a compressione di progetto	f_{cd} [MPa]	25.87
Valore medio della resistenza a compressione	f_{cm} [MPa]	53.65
Valore medio della resistenza a trazione semplice	f_{ctm} [MPa]	3.83
Resistenza a trazione semplice caratteristica	f_{ctk} [MPa]	2.68
Resistenza a trazione semplice di progetto	f_{ctd} [MPa]	1.79
Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza	f_{bk} [MPa]	6.04
Resistenza tangenziale di aderenza di progetto	f_{bd} [MPa]	4.02
Massima tensione di compressione del calcestruzzo $\sigma_{c,max}$ per combo caratteristica	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	27.39
Massima tensione di compressione del calcestruzzo $\sigma_{c,max}$ per combo quasi permanente	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	20.54
Modulo di elasticità secante	E_{cm} [MPa]	36416.11
Peso specifico	P_c [kN/m ³]	25.00

6.2.6. Acciaio d'armatura

6.2.6.1. Caratteristiche meccaniche

L'acciaio per cemento armato B450C è caratterizzato da un valore nominale della tensione caratteristica di snervamento $f_{y,nom} = 450 \text{ MPa}$. La resistenza di calcolo f_{yd} è data da:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{450}{1,15} = 391,3 \text{ MPa}$$

in cui γ_s è il fattore parziale di sicurezza per l'acciaio, pari a 1,15.

Il valore di progetto del modulo elastico E_s si assume pari a 210000 MPa.

I materiali, relativamente alle costruzioni in zona sismica, rispettano altresì le prescrizioni contenute al paragrafo §7.4.2.

Di seguito una tabella riepilogativa per quanto concerne le caratteristiche meccaniche delle barre d'armatura.

ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO	B450C	
Tensione caratteristica di rottura	f_{stk} [MPa]	540
Tensione caratteristica di snervamento	f_{syk} [MPa]	450
Tensione di progetto di snervamento	f_{syd} [MPa]	391,3
Modulo di elasticità normale	E_s [MPa]	210000
Modulo di elasticità trasversale	G [MPa]	80769
Peso specifico	P_s [kN/m ³]	78,50
Coefficiente di dilatazione termica per temperatura fino a 100°C	α [°C ⁻¹]	1,20E-05

6.3. Copriferro

Il copriferro riveste un ruolo di primaria importanza in quei contesti in cui il degrado prevalente è rappresentato dalla corrosione dei ferri di armatura. L'adozione di un copriferro sufficientemente spesso, infatti, consente di allungare il cammino che le sostanze depassivanti (anidride carbonica e cloruri) debbono percorrere per raggiungere l'armatura.

Pertanto, più grande risulterà lo spessore maggiore sarà il tempo di innesco del processo di corrosione dell'acciaio e, conseguentemente, la struttura avrà una vita nominale maggiore.

A tal proposito, in accordo alle NTC, il progettista deve dichiarare nei documenti progettuali *la vita nominale* da assegnare alla struttura in funzione della sua importanza e della classe d'uso.

Il copriferro nominale di progetto è dato da:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

in cui:

- c_{nom} è il valore nominale di progetto del copriferro;
- c_{min} è il valore minimo del copriferro;
- Δc_{dev} è la tolleranza di esecuzione relativa al copriferro.

Il valore della tolleranza di esecuzione Δc_{dev} , è assunto di norma pari a 10 mm , ma se in cantiere si prevedono controlli di qualità che comportano la misura dei copriferri, può assumersi $\Delta c_{dev} = 5\text{ mm}$. Nel caso si prevedono particolari controlli di qualità e la possibilità di poter scartare gli elementi strutturali con copriferro non conforme (è il caso in cui si usano elementi prefabbricati), può assumersi $\Delta c_{dev} = 0$.

Il valore minimo del copriferro è dato da:

$$c_{min} = \max(c_{min,b}; c_{min,dur}; 10\text{ mm})$$

in cui:

- $c_{min,b}$ è il copriferro minimo necessario per l'aderenza delle armature;
- $c_{min,dur}$ è il copriferro minimo correlato alle condizioni ambientali (durabilità).

Il valore di $c_{min,b}$ è da assumersi pari al diametro della barra. Se la dimensione dell'inerte è più grande di 32 mm , il valore di $c_{min,b}$ deve essere maggiorato di 5 mm .

Nello specifico, per quanto attiene alla scelta del copriferro minimo per il rispetto delle condizioni di durabilità, ($c_{min,dur}$), l'Eurocodice 2 (UNI EN 1992-1-1) fornisce, in forma tabellare, i valori del copriferro minimo in funzione del tipo di armatura (*lenta o da precompressione*), della *classificazione strutturale* e delle classi di esposizione ambientale cui l'elemento in calcestruzzo ricade (vd. *tabella seguente*). Nel draft dell'Appendice nazionale dell'Eurocodice 2 si stabilisce che *le costruzioni con vita nominale di 50 anni, ricadano in classe strutturale S4* e, pertanto, i valori minimi del copriferro sia per c.a. che c.a.p., possono essere dedotti direttamente

dalla Tabella 2 alla riga corrispondente a tale classe strutturale (S4) in funzione della classe di esposizione ambientale (X0, XC, XD e XS).

Requisito ambientale per $C_{min,dur}$ (mm)							
Classe strutturale	Classe di esposizione secondo il prospetto 4.1						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

Valori di $C_{min,dur}$ per armatura lenta

I valori minimi del copriferro riportati nella tabella sovrastante debbono essere opportunamente modificati se:

- si prevede un incremento della vita nominale di progetto;
- si utilizza calcestruzzo con una classe di resistenza superiore rispetto a quella minima imposta dai prospetti della durabilità riportati nella UNI 11104;
- l'elemento da realizzare ha una forma particolare;
- si esercitano controlli di qualità speciali sulle forniture di calcestruzzo.

In queste situazioni, partendo dalla classe strutturale S4, si procederà in accordo al prospetto riportato sotto ad aumentare o diminuire la classe strutturale secondo le specifiche esigenze che di volta in volta si presenteranno durante l'iter progettuale.

CRITERIO	CLASSE DI ESPOSIZIONE AMBIENTALE SECONDO UNI 11104						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
VITA UTILE DI PROGETTO DI 100 ANNI	Aumentare di 2 classi	Aumentare di 2 classi	Aumentare di 2 classi	Aumentare di 2 classi	Aumentare di 2 classi	Aumentare di 2 classi	Aumentare di 2 classi
CLASSE DI RESISTENZA	≥ C30/37 Ridurre di 1 classe	≥ C30/37 Ridurre di 1 classe	≥ C35/45 Ridurre di 1 classe	≥ C40/50 Ridurre di 1 classe	≥ C40/50 Ridurre di 1 classe	≥ C40/50 Ridurre di 1 classe	≥ C45/55 Ridurre di 1 classe
ELEMENTO DI FORMA SIMILE AD UNA SOLETTA (posizione delle armature non influenzata dal processo costruttivo)	Ridurre di 1 classe	Ridurre di 1 classe	Ridurre di 1 classe	Ridurre di 1 classe	Ridurre di 1 classe	Ridurre di 1 classe	Ridurre di 1 classe
È ASSICURATO UN CONTROLLO DI QUALITÀ SPECIALE DELLA PRODUZIONE DEL CALCESTRUZZO	Ridurre di 1 classe	Ridurre di 1 classe	Ridurre di 1 classe	Ridurre di 1 classe	Ridurre di 1 classe	Ridurre di 1 classe	Ridurre di 1 classe

Di seguito una tabella circa il calcolo del copriferro per gli elementi strutturali.

CALCOLO DEL COPRIFERRO								
elemento strutturale	classe di esposizione ambientale - classe strutturale	diametro massimo barre di armatura	massima dimensione inerti calcestruzzo	copriferro minimo necessario per l'aderenza delle armature	copriferro minimo correlato alle condizioni ambientali (durabilità)	copriferro minimo	tolleranza di esecuzione relativa al copriferro	valore nominale di progetto del copriferro
		Φ	D	$c_{min,b}$	$c_{min,dur}$	c_{min}	Δc_{dev}	c_{nom}
		[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
FONDAZIONI	XC2 - S4	30	32	30	35	35	10	45
ELEVAZIONI	XC4 - S4	30	32	30	40	40	10	50

Si riassumono in seguito i valori minimi del copriferro di progetto:

COPRIFERRO MINIMO	
c	[mm]
FONDAZIONI	50
ELEVAZIONI	50

7. ANALISI DEI CARICHI

7.1. Edificio SA per SE di Trasformazione

7.1.1. Peso proprio elementi portanti G_1

I carichi da peso proprio vengono automaticamente determinati da software secondo i seguenti pesi specifici

PESO PROPRIO MATERIALI		
Peso specifico calcestruzzo armato	P_{cls} [kN/m ³]	25,00
Peso specifico calcestruzzo non armato	P_{cls} [kN/m ³]	24,00
Peso specifico Acciaio	P_a [kN/m ³]	78,50

7.1.2. Peso proprio elementi portati G_2

PESO PROPRIO DEGLI ELEMENTI PORTATI G_2	
ELEMENTO	CARICO
Solaio predalles con alleggerimento in lastre di polistirolo (4+16+5 cm)	3.60 kN/mq
Massetto delle pendenze con coibentazione e manto di copertura	2.00 kN/mq
Controsoffittatura e impianti	0.80 kN/mq
Tamponamenti perimetrali	8.00 kN/m

7.1.3. Carichi accidentali

I carichi accidentali considerati sono quelli propri di copertura sola manutenzione

- $Q_1 = [CAT.H - coperture accessibili per sola manutenzione] 0.50 \text{ kN/mq}$;
- $Q_2 = \text{carico da neve}$.

7.2. Edificio Comandi per SE di Trasformazione [struttura prefabbricata]

7.2.1. Peso proprio elementi portanti G_1

I carichi da peso proprio vengono automaticamente determinati da software secondo i seguenti pesi specifici

PESO PROPRIO MATERIALI		
Peso specifico calcestruzzo armato	P_{cls} [kN/m ³]	25,00
Peso specifico calcestruzzo non armato	P_{cls} [kN/m ³]	24,00
Peso specifico Acciaio	P_a [kN/m ³]	78,50

7.2.2. Peso proprio elementi portati G_2

PESO PROPRIO DEGLI ELEMENTI PORTATI G_2	
ELEMENTO	PESO
Solaio alveolare - H. 40 cm	5.00 kN/mq
Cappa superiore - Sp. 5 cm	1.25 kN/mq
Massetto delle pendenze con coibentazione e manto di copertura	2.00 kN/mq
Controsoffittatura e impianti	0.80 kN/mq
Pannelli esterni in c.a.	4.00 kN/mq

7.2.3. Carichi accidentali

I carichi accidentali considerati sono quelli propri di copertura per sola manutenzione, nonché il carico da neve:

- $Q_1 = [CAT.H - coperture accessibili per sola manutenzione] 0.50 \text{ kN/mq}$;
- $Q_2 = \text{carico da neve.}$

7.3. Magazzino [struttura prefabbricata]

7.3.1. Peso proprio elementi portanti G_1

I carichi da peso proprio vengono automaticamente determinati da software secondo i seguenti pesi specifici

PESO PROPRIO MATERIALI		
Peso specifico calcestruzzo armato	P_{cls} [kN/m ³]	25,00
Peso specifico calcestruzzo non armato	P_{cls} [kN/m ³]	24,00
Peso specifico Acciaio	P_a [kN/m ³]	78,50

7.3.2. Peso proprio elementi portati G_2

PESO PROPRIO DEGLI ELEMENTI PORTATI G_2	
ELEMENTO	PESO
Solaio alveolare – H. 20 cm	2.80 kN/mq
Cappa superiore – Sp. 5 cm	1.25 kN/mq
Massetto delle pendenze con coibentazione e manto di copertura	2.00 kN/mq
Controsoffittatura e impianti	0.80 kN/mq
Pannelli esterni in c.a.	4.00 kN/mq

7.3.3. Carichi accidentali

I carichi accidentali considerati sono quelli propri di copertura per sola manutenzione, nonché il carico da neve:

- $Q_1 = [CAT.H - coperture accessibili per sola manutenzione] 0.50 \text{ kN/mq}$;
- $Q_2 = \text{carico da neve}$.

7.4. Carico da neve

7.4.1. Carico della neve

Il carico provocato dalla neve sulla copertura sarà valutato mediante la seguente espressione:

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

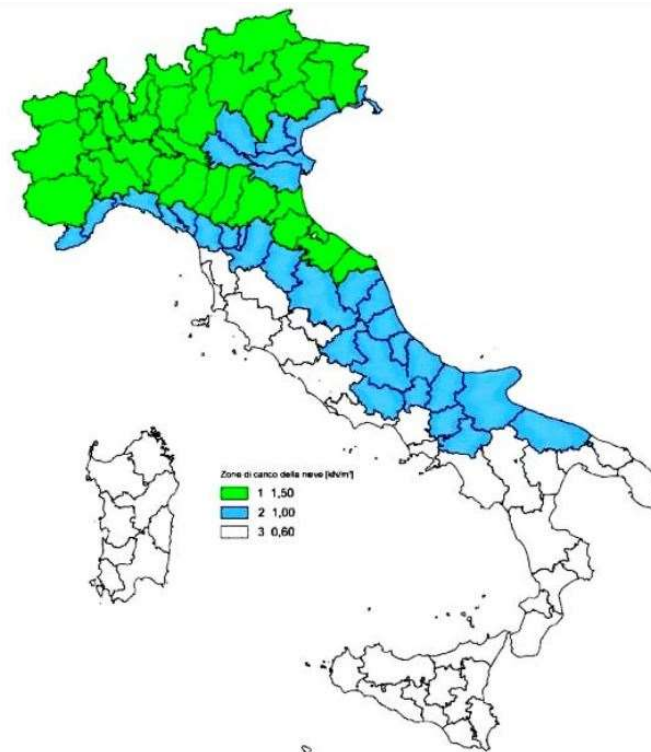
in cui:

- q_{sk} è il valore di riferimento del carico della neve al suolo, di cui al § 3.4.2 delle NTC 2018;
- μ_i è il coefficiente di forma della copertura, di cui al §3.4.3;
- C_E è il coefficiente di esposizione di cui al §3.4.4;
- C_t è il coefficiente termico di cui al §3.4.5.

Si assume che il carico della neve agisca in direzione verticale.

7.4.2. Valore di riferimento del carico della neve al suolo

Ghislarenco è un comune italiano della provincia di Vercelli in Piemonte. La sua altitudine media è di circa 205 metri s.l.m.



Zone di carico della neve

Il carico della neve al suolo dipende dalle condizioni locali di clima e di esposizione, considerata la variabilità delle precipitazioni nevose da zona a zona. In mancanza di adeguate indagini statistiche e specifici studi locali, che tengano conto sia dell'altezza del manto nevoso che della sua densità, il carico di riferimento della neve al suolo, per località poste a quota inferiore a 1'500 m sul livello del mare, il carico della neve q_{sk} risulterà pari a:

ZONA I – ALPINA

$$q_{sk} = 1,50 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{per } a_s \leq 200 \text{ m}$$

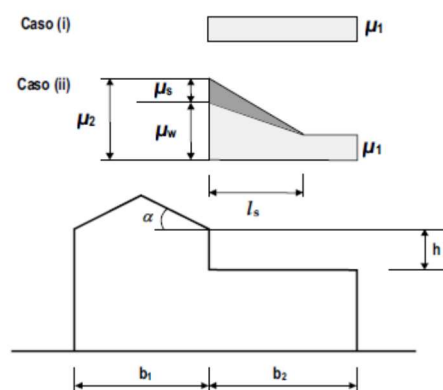
$$q_{sk} = 1,39 [1 + (a_s/728)^2] \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{per } a_s > 200 \text{ m}$$

con a_s la quota del suolo sul livello del mare nel sito dove è realizzata la costruzione.

7.4.3. Coefficiente di forma delle coperture

I coefficienti di forma delle coperture dipendono dalla forma stessa della copertura e dall'inclinazione sull'orizzontale delle sue parti componenti e dalle condizioni climatiche locali del sito ove sorge la costruzione. Si dovranno considerare anche gli eventuali effetti dei possibili accumuli causati dallo scivolamento della neve dalla copertura posta a quota superiore.

Tale condizione di carico è denominata Caso (ii) della figura seguente:



I valori dei coefficienti di forma sono dati dalle espressioni seguenti:

$$\mu_1 = 0,8 \text{ (essendo la copertura piana) – vd. Tab. 3.4. II delle NTC}$$

Tab. 3.4.II – Valori del coefficiente di forma

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$	0,0

$$\mu_2 = \mu_s + \mu_w$$

in cui:

- μ_s rappresenta il coefficiente di forma per il carico neve dovuto allo scivolamento della neve dalla copertura superiore, che vale:
 - $\mu_2 = 0$ per coperture con $\alpha \leq 15^\circ$;
 - μ_2 pari al 50% del carico da neve della copertura sovrastante avente una pendenza superiore a 15° ;
- μ_w è il coefficiente di forma per il carico neve dovuto alla redistribuzione operata dal vento, che vale:

$$\mu_w = \frac{b_1 + b_2}{2h} \leq \frac{\gamma h}{q_{sk}}$$

Il coefficiente μ_w dovrà comunque essere compreso tra:

$$0,8 \leq \mu_w \leq 4,0$$

La lunghezza della zona in cui si forma l'accumulo è data da $l_s = 2h$, e comunque $5 \leq l_s \leq 15$ metri.

7.4.4. Coefficiente di esposizione

Il coefficiente di esposizione C_E tiene conto delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera. Valori consigliati di questo coefficiente sono forniti in Tab. 3.4.I per diverse classi di esposizione.

Tab. 3.4.I – Valori di C_E per diverse classi di esposizione

Topografia	Descrizione	C_E
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti	0,9
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	1,0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti	1,1

Nel caso specifico il coefficiente di esposizione C_E risulta essere pari a 0,90.

7.4.5. Coefficiente Termico

Il coefficiente termico tiene conto della riduzione del carico della neve, a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente dipende dalle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. In assenza di uno specifico e documentato studio, C_t è posto pari a 1,00.

7.4.6. Riepilogo azione della neve

Di seguito una tabella riepilogativa per quanto concerne il carico dovuto alla presenza della neve.

AZIONE DELLA NEVE								
GHISLA-RENGO	quota del suolo sul livello del mare	vedi §3.4 - NTC18	inclinazione copertura	coefficiente di forma della copertura	coefficiente di esposizione		coefficiente termico	carico neve
ZONA	a_s	q_{sk}	α	μ_i	C_E	C_E	C_T	q_s
[n°]	[m]	[kN/m ²]	[°]	[-]	[-]	[-]	[-]	[kN/m ²]
I - ALPINA	205	1.50	0	0.80	Battuta dai venti	0.9	1	1.08

7.5. Carico da vento

Per il calcolo dell'azione del vento, si è utilizzata la procedura descritta nelle NTC18 al §3.3.

7.5.1. Velocità base di riferimento

La velocità base di riferimento v_b è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza sul suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo, riferito ad un periodo di ritorno T_R pari a 50 anni.

La velocità base di riferimento v_b risulta pari a:

$$v_b = v_{b,0} \cdot c_a$$

in cui:

- $v_{b,0}$ è la velocità base di riferimento al livello del mare, assegnata nella Tab. 3.3.I delle NTC 2018 in funzione della zona in cui sorge la costruzione;
- c_a è il coefficiente di altitudine fornito dalla seguente relazione:

$$c_a = 1 \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

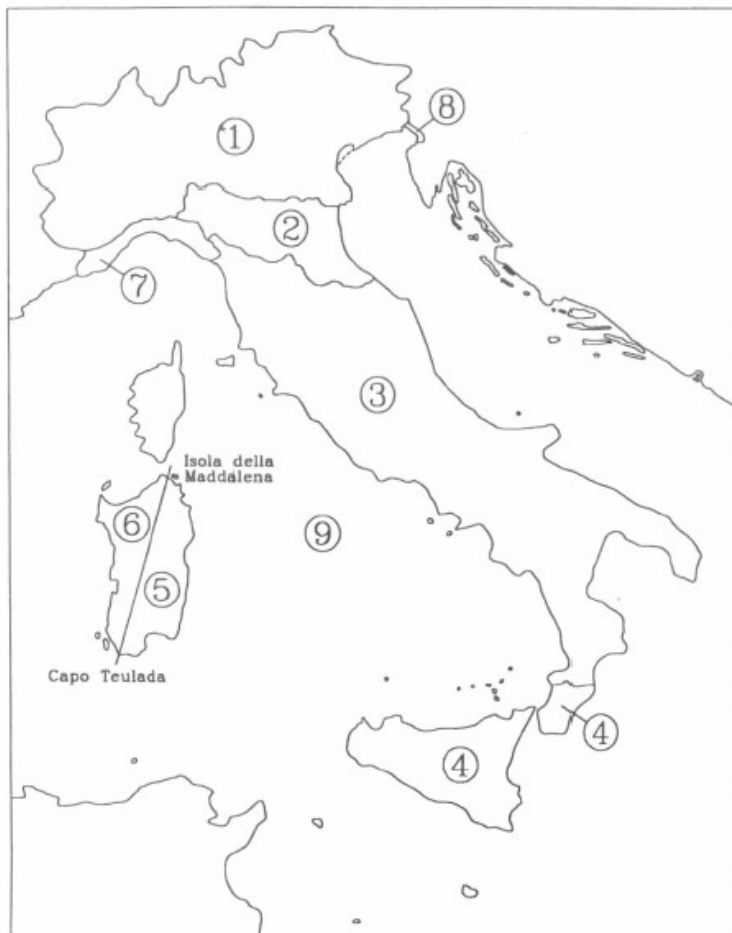
$$c_a = 1 + k_s \cdot \left(\frac{a_s}{a_0} - 1 \right) \quad \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$$

dove:

- a_0 e k_s rappresentano i parametri forniti nella Tab. 3.3.I in funzione della zona in cui sorge la costruzione (Fig. 3.3.1);
- a_s è l'altitudine sul livello del mare del sito ove sorge la costruzione.

Tab. 3.3.I - Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 , k_s

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32



Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano

7.5.2. Velocità di riferimento

La velocità di riferimento v_r è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza dal suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo, riferito al periodo di ritorno di progetto T_R . Tale velocità è definita dalla relazione:

$$v_r = v_b \cdot c_r$$

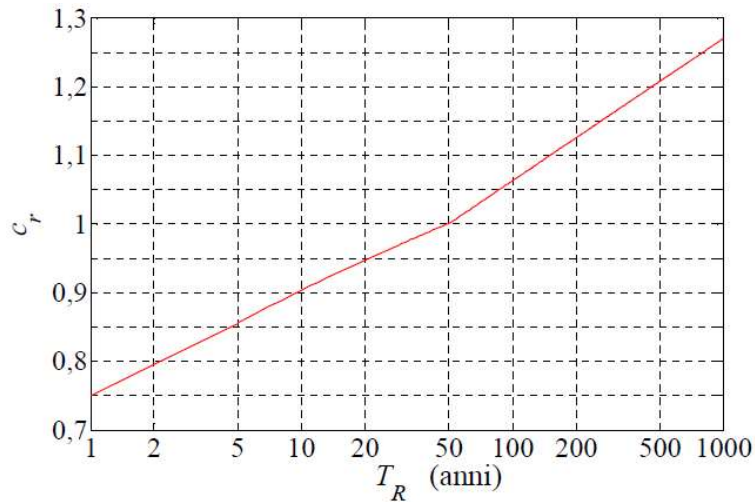
in cui:

- v_b è la velocità base di riferimento calcolata secondo le formule scritte precedentemente;
- c_r è il coefficiente di ritorno, funzione del periodo di ritorno di progetto T_R .

Il coefficiente di ritorno è stato calcolato secondo la seguente relazione:

$$c_r = 0.75 \cdot \sqrt{1 - 0.2 \cdot \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T_R} \right) \right]}$$

dove T_R è il periodo di ritorno espresso in anni, assunto pari a 50 anni, ottenendo così $c_r = 1,00$.



Valori del coefficiente c_r in funzione del periodo di ritorno T_R (asse in scala logaritmica)

7.5.3. Pressione del vento

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

dove:

- q_r è la pressione cinetica di riferimento;
- c_e è il coefficiente di esposizione;
- c_p è il coefficiente di pressione;
- c_d è il coefficiente dinamico.

7.5.4. Azione tangente del vento

L'azione tangente per unità di superficie parallela alla direzione del vento è data dall'espressione:

$$q_t = q_r \cdot c_e \cdot c_f$$

dove:

- q_r è la pressione cinetica di riferimento;
- c_e è il coefficiente di esposizione;
- c_f è il coefficiente di attrito;

7.5.5. Pressione cinetica di riferimento

La pressione cinetica di riferimento q_r è data dall'espressione:

$$q_r = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_r^2$$

dove:

- v_r è la velocità di riferimento del vento;
- ρ è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1,25 kg/m³.

Esprimendo ρ in kg/m³ e v_r in m/s, q_r risulta espresso in N/m².

7.5.6. Pressione cinetica di picco

La pressione cinetica di picco del vento q_p è il valore atteso della pressione cinetica massima del vento sull'intervallo di tempo T pari a 10 minuti. Essa dipende dall'altezza z sul suolo, dalla ventosità della zona in esame, dal periodo di ritorno di progetto, dalle caratteristiche locali del sito ove sorge la costruzione e dalla densità dell'aria. In mancanza di analisi specifiche che tengano in conto la direzione di provenienza del vento e l'effettiva rugosità e topografia del terreno limitrofo alla costruzione, per altezze sul suolo non maggiori di $z = 200$ m, la pressione cinetica di picco è fornita dalla relazione:

$$q_p(z) = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_r^2 \cdot c_e(z)$$

dove:

- v_r è la velocità di riferimento del vento;
- ρ è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1,25 kg/m³;
- $c_e(z)$ è il coefficiente di esposizione.

Esprimendo ρ in kg/m³ e v_r in m/s, q_r risulta espresso in N/m².

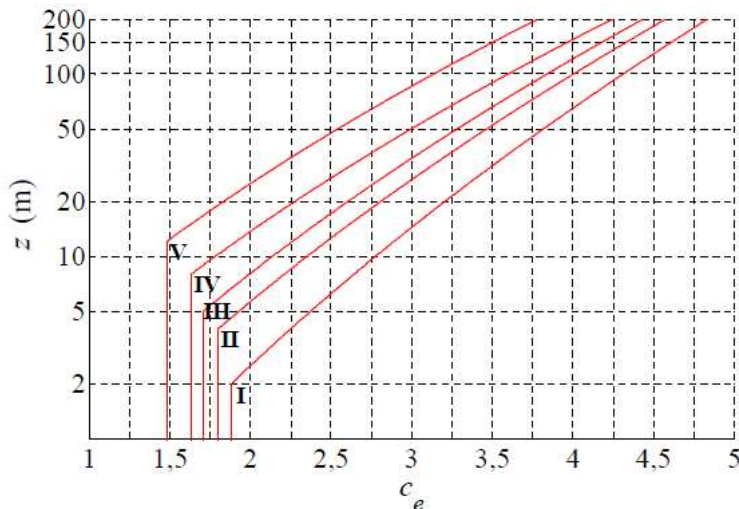
7.5.7. Coefficiente di esposizione

Il coefficiente di esposizione c_e dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. In assenza di analisi specifiche che tengano in conto la direzione di provenienza del

vento e l'effettiva scabrezza e topografia del terreno che circonda la costruzione, per altezze sul suolo non maggiori di 200 m, esso è dato dalla formula:

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \cdot \left[7 + c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)\right] \quad \text{per } z \geq z_{min}$$

$$c_e(z) = (z_{min}) \quad \text{per } z < z_{min}$$



Andamento del coefficiente di esposizione c_e in funzione dell'altezza sul suolo (per $c_t = 1$)

dove

- k_r , z_0 , e z_{min} sono assegnati nella seguente tabella in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione;
- c_t è il coefficiente di topografia.

Tab. 3.3.II - Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

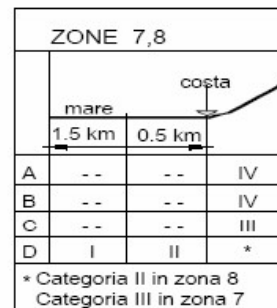
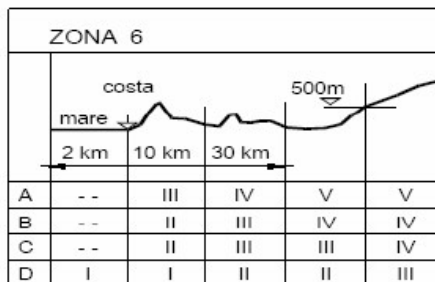
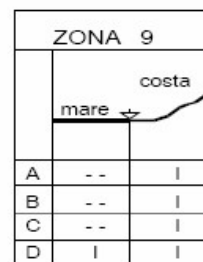
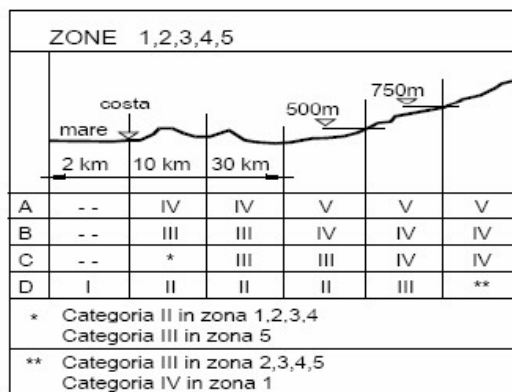
Categoria di esposizione del sito	K_r	z_0 [m]	z_{min} [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

La categoria di esposizione è assegnata nella seguente figura in funzione della posizione geografica del sito ove sorge la costruzione e della classe di rugosità del terreno definita in Tab. 3.3.III. Nelle fasce entro 40 km dalla costa, la categoria di esposizione è indipendente dall'altitudine del sito.

Tab. 3.3.III - Classi di rugosità del terreno

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 15 m
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	a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa); b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa) c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, ...)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Si può assumere che il sito appartenga alla Classe A o B, purché la costruzione si trovi nell'area relativa per non meno di 1 km e comunque per non meno di 20 volte l'altezza della costruzione, per tutti i settori di provenienza del vento ampi almeno 30°. Si deve assumere che il sito appartenga alla Classe D, qualora la costruzione sorga nelle aree indicate con le lettere a) o b), oppure entro un raggio di 1 km da essa vi sia un settore ampio 30°, dove il 90% del terreno sia del tipo indicato con la lettera c). Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, si deve assegnare la classe più sfavorevole (l'azione del vento è in genere minima in Classe A e massima in Classe D).



Il coefficiente di topografia c_t è posto generalmente pari a 1, sia per le zone pianeggianti sia per quelle ondulate, collinose e montane.

Il coefficiente di scabrezza può essere desunto dalla seguente tabella:

Superficie	Coefficiente d'attrito c_f
Liscia (acciaio, cemento a faccia liscia..)	0,01
Scabra (cemento a faccia scabra, catrame..)	0,02
Molto scabra (ondulata, costolata, piegata..)	0,04

7.5.8. Coefficienti aereodinamici

Il vento esercita sulle due facce delle superfici degli edifici una distribuzione di pressione esterna p_e e di pressione interna p_i . Tali pressioni sono quantificate attraverso la definizione di coefficienti di pressione esterna c_{pe} ed interna c_{pi} .

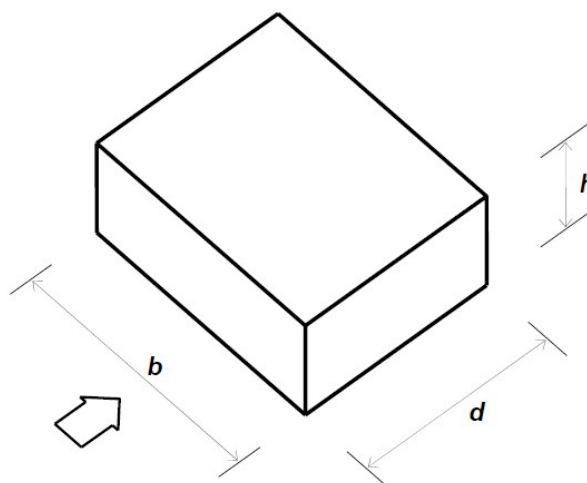
I coefficienti di pressione esterna c_{pe} dipendono dalla forma dell'edificio, dalla direzione del vento incidente e dall'estensione dell'area considerata.

I valori riportati nel presente paragrafo fanno riferimento a direzioni di incidenza del vento ortogonali alle facce principali degli edifici. In realtà i valori forniti rappresentano quelli maggiormente sfavorevoli, per un campo direzioni pari a $\pm 45^\circ$ rispetto alla direzione di riferimento.

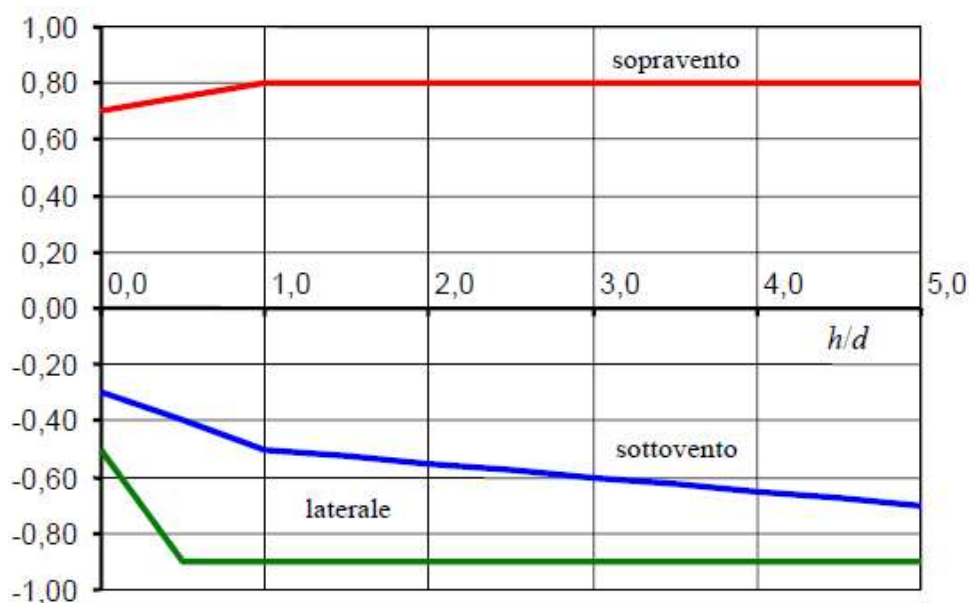
Il coefficiente d'attrito c_f dipende dalla scabrezza della superficie sulla quale il vento esercita l'azione tangente.

7.5.8.1. Coefficiente di pressione esterna c_{pe} per pareti verticali

Il comportamento aerodinamico degli edifici e in particolare delle loro pareti dipende, principalmente, dai rapporti tra le dimensioni in pianta e l'altezza. Per edifici tozzi si realizza un flusso tridimensionale. Per gli edifici snelli, con l'esclusione della porzione alla base e di sommità, si realizza un flusso bidimensionale in piani orizzontali. Pertanto, in generale, i coefficienti di pressione forniti in questo paragrafo dipendono dal rapporto h/d , essendo h l'altezza dell'edificio e d la sua dimensione nella direzione del flusso incidente.



Faccia sopravento	Facce laterali	Faccia sottovento
$h/d \leq 1: c_{pe} = 0,7 + 0,1 \cdot h/d$ $h/d > 1: c_{pe} = 0,8$	$h/d \leq 0,5: c_{pe} = -0,5 - 0,8 \cdot h/d$ $h/d > 0,5: c_{pe} = -0,9$	$h/d \leq 1: c_{pe} = -0,3 - 0,2 \cdot h/d$ $1 < h/d \leq 5: c_{pe} = -0,5 - 0,05 \cdot (h/d - 1)$



Nel caso di edifici particolarmente snelli, il cui rapporto h/d sia maggiore di 5, occorre fare riferimento alle indicazioni riportate nel paragrafo G.10 delle CNR-DT 207 R1/2018 (strutture snelle ed elementi allungati).

In questo caso le azioni del vento sono espresse in termini di forze per unità di lunghezza, infatti per gli edifici bassi, ossia con altezza minore o uguale della dimensione in pianta ortogonale al flusso del vento ($h \leq b$), l'altezza di riferimento è costante e pari alla quota di sommità dell'edificio ($\bar{z}_e = h$); la pressione del vento è pertanto uniforme.

7.5.8.2. Coefficiente di pressione esterna c_{pe} per coperture piane

Si considerano piane le coperture la cui inclinazione sull'orizzontale sia compresa tra -5° e $+5^\circ$. L'altezza di riferimento \bar{z}_e per le coperture piane è pari alla quota massima della copertura stessa, inclusa la presenza dei parapetti e di altri analoghi elementi. I coefficienti di pressione sono riportati nella seguente tabella, secondo una suddivisione in zone.

Tabella G.II – Edifici rettangolari: c_{pe} per coperture piane.

Fascia sopravento di profondità pari al minimo tra $b/2$ ed h :	$c_{pe,A} = -0,80$
Restanti zone	$c_{pe,B} = \pm 0,20$

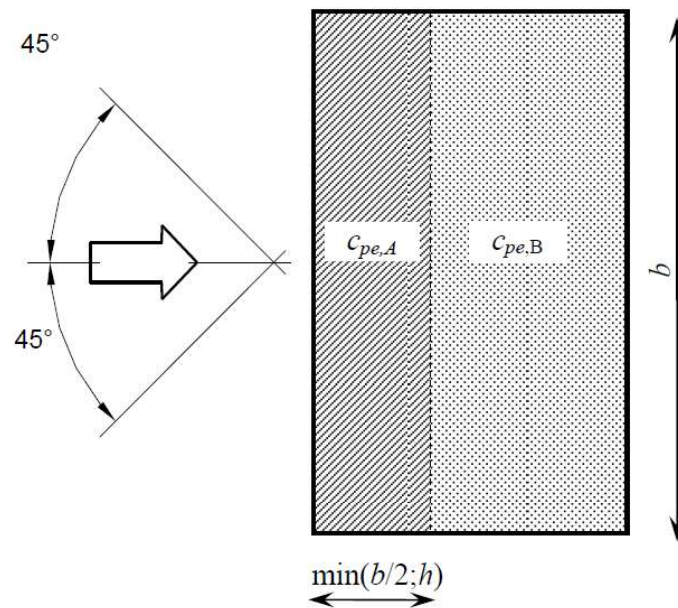


Figura G.5 – Schema di riferimento per coperture piane.

Nella zona sottovento la pressione può assumere sia valori negativi sia valori positivi, per cui si considerano entrambi i casi.

7.5.8.3. Coefficiente di pressione interna c_{pi}

Le pressioni interne agli edifici dipendono dalla superficie delle aperture che questi presentano verso l'esterno. Si possono verificare i tre casi seguenti:

Caso 1

Se per almeno due facce dell'edificio l'area totale delle aperture presenti su ciascuna faccia supera il 30% della superficie totale della faccia stessa si applicano le prescrizioni riportate nel § C3.3.8.2 (tettoie).

Caso 2

Se l'edificio non rientra nel caso precedente, ma presenta una superficie dotata di un'area totale di aperture pari ad almeno il doppio della somma delle aree delle aperture presenti sulle rimanenti superfici, il coefficiente di pressione interna c_{pi} è pari a $0,75 c_{pe}$; se invece l'area delle aperture presenti su detta superficie è pari ad almeno il triplo dell'area delle aperture presenti sulle rimanenti superfici, il coefficiente di pressione interna c_{pi} è pari a $0,90 c_{pe}$.

Caso 3

Se l'edificio non rientra in nessuno dei casi precedenti, ma è dotato di porosità distribuita in maniera circa uniforme, in assenza di determinazioni più dettagliate, per le quali si farà riferimento a documenti di comprovata validità, si possono assumere i valori $c_{pi} = +0,2$ e $c_{pi} = -0,3$, considerando il caso che di volta in volta conduce alla situazione maggiormente gravosa.

L'altezza di riferimento \bar{z}_i è pari all'altezza massima dell'edificio.

7.5.9. Coefficiente dinamico

Il coefficiente dinamico tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alla risposta dinamica della struttura.

Esso può essere assunto cautelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali.

7.5.10. Riepilogo azione del vento

Di seguito una tabella riepilogativa per quanto concerne l'azione dovuta al vento.

AZIONE DEL VENTO					AZIONE DEL VENTO				
ZONA	$V_{b,0}$	a_0	k_s	a_s	c_a	V_b	T_r	c_r	V_r
[n°]	[m/s]	[m]	[-]	[m]	[m/s]	[m/s]	anni	[m/s]	[m/s]
1	25.0	1000	0.4	205	1	25	50	1.00	25.0
	velocità base di riferimento al livello del mare	parametro fornito dalla Tab. 3.3.I	parametro fornito dalla Tab. 3.3.I	altitudine sul livello del mare del sito ove sorge la costruzione	coefficiente di altitudine	velocità base di riferimento	periodo di ritorno espresso in anni	coefficiente di ritorno, funzione del periodo di ritorno di progetto T_R	velocità base di riferimento

PRESSIONE DEL VENTO						
ρ	q_r	Categoria di esposizione del sito	Classe di rugosità del terreno	K_r	z_0	z_{min}
[kg/m³]	[N/m²]	[-]	[-]	[-]	[m]	[m]
1.25	391.2	II	D	0.19	0.05	4
densità dell'aria assunta costante	pressione cinetica di riferimento					

	coefficiente di pressione	pressione del vento	pressione del vento
	C_p	p	p
PRESSIONI DI CALCOLO	[-]	[N/m²]	[kN/m²]
pressione esterna parete - faccia sopravento	0.76	603.0	0.60
pressione esterna parete - faccia sottovento	-0.41	-329.3	-0.33
pressione interna	-0.30	-239.1	-0.24

7.6. Azione sismica

Ai sensi delle NTC18 si ottengono le azioni sismiche per i vari stati limite in funzione della localizzazione geografica, della morfologia e della stratigrafia del sito in questione oltre che dal tipo di struttura attraverso la vita nominale e dalla classe d'uso attraverso il coefficiente d'uso. Si avrà, quindi, una vita di riferimento per l'azione sismica pari a:

$$V_N = V_R \cdot c_u = 150 \text{ anni}$$

Nota la vita di riferimento, si ricavano i periodi di ritorno per i diversi stati limite con cui ricavare i parametri necessari per la determinazione degli spettri di risposta. Infatti, l'azione sismica è valutata con un approccio probabilistico, modellando il meccanismo di generazione dei terremoti con un modello di tipo di "Poisson" omogeneo. Per ogni stato limite, la norma stabilisce una probabilità di superamento dell'azione sismica diversa, ma costante in tutto il territorio italiano. Il periodo di ritorno è, quindi, calcolabile come:

$$T_R = \frac{-V_N}{\ln(1 - P_{VR})}$$

Nel caso in esame si farà riferimento, per gli stati limite di esercizio, allo Stato Limite di Operatività (nel seguito SLO) e allo Stato Limite di Danno (nel seguito SLD), aventi rispettivamente una P_{VR} del 81% e del 63% in V_N e quindi un T_R rispettivamente di 60 e 101 anni. Per gli stati limite ultimi si farà riferimento allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (nel seguito SLV) avente una P_{VR} del 10% in V_N e quindi un T_R di circa 949 anni.

Noto il periodo di ritorno le NTC18 forniscono i parametri necessari all'elaborazione degli spettri di risposta elastici, ovvero:

- " a_g " l'accelerazione massima valutata su suolo rigido, ovvero sul cosiddetto "bedrock";
- " F_0 " 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.

7.6.1. Stati limite di riferimento

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

Gli stati limite di esercizio sono:

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

Gli stati limite ultimi sono:

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

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{V_R} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella seguente tabella:

Stati Limite		P_{V_R} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

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

7.6.2. Categorie di sottosuolo

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi, come indicato nel § 7.11.3. In assenza di tali analisi, per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento.

Categorie di sottosuolo

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, l'effetto della risposta sismica locale si valuta mediante specifiche analisi, da eseguire con le modalità indicate nel § 7.11.3. In alternativa, qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alle categorie definite nella Tab. 3.2.II, si può fare riferimento a un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio, V_S . I valori dei parametri meccanici necessari per le analisi di risposta sismica locale o delle velocità V_S per l'approccio semplificato costituiscono parte integrante della caratterizzazione geotecnica dei terreni compresi nel volume significativo, di cui al § 6.2.2.

I valori di V_S sono ottenuti mediante specifiche prove oppure, con giustificata motivazione e limitatamente all'approccio semplificato, sono valutati tramite relazioni empiriche di comprovata affidabilità con i risultati di altre prove in sito, quali ad esempio le prove penetrometriche dinamiche per i terreni a grana grossa e le prove penetrometriche statiche.

La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, $V_{S,eq}$ (in m/s), definita dall'espressione:

$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{S,i}}} \quad [3.2.1]$$

con:

- h_i spessore dell'i-esimo strato;
- $V_{S,i}$ velocità delle onde di taglio nell'i-esimo strato;
- N numero di strati;
- H profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da V_S non inferiore a 800 m/s.

Per le fondazioni superficiali, la profondità del substrato è riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali è riferita alla testa dei pali. Nel caso di opere di sostegno di terreni naturali, la profondità è riferita alla testa dell'opera. Per muri di sostegno di terrapieni, la profondità è riferita al piano di imposta della fondazione.

Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{S,eq}$ è definita dal parametro $V_{S,30}$, ottenuto ponendo $H=30$ m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

Le categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato sono definite in Tab. 3.2.II.

Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Per le opere di cui in oggetto si assume:

Categoria di sottosuolo: C

7.6.3. Condizioni topografiche

Condizioni topografiche

Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale. Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione (Tab. 3.2.III):

Tab. 3.2.III – *Categorie topografiche*

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

Per le opere di cui in oggetto si assume:

Categoria topografica: T1 (*superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$*)

7.6.4. Fattore di struttura e classe di duttilità

7.6.4.1. Edificio Servizi Ausiliari

Per quanto concerne la scelta del fattore di comportamento si fa riferimento a quanto indicato nel paragrafo 7.4.3 del D.M. 17/01/2018. **Nelle valutazioni si considera un comportamento non dissipativo.** Per le strutture non dissipative si adotta un fattore di comportamento q_{ND} , ridotto rispetto al valore minimo relativo alla CD "B" (Tab. 7.3.II) secondo l'espressione:

$$1 \leq q_{ND} = \frac{2}{3} q_{CD"B"} \leq 1,5$$

Il limite superiore in CD "B" $q_{CD"B"}$ del fattore di comportamento relativo allo SLV è calcolato tramite la seguente espressione:

$$q_{CD"B"} = q_0 \cdot K_R$$

in cui:

- q_0 è il valore base del fattore di comportamento allo SLV, che per strutture a telaio, a pareti accoppiate ovvero miste è pari a 3,0 α_u/α_1 , che nel caso in esame si assume a vantaggio di sicurezza $\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1,0$;
- K_R è un fattore che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza (la costruzione in esame risulta essere irregolare in elevazione).

Per questo motivo risulta:

$$q_{CD"B"} = 3,0 \cdot 1,0 = 3,0$$

$$1 \leq q_{ND} = \frac{2}{3} q_{CD"B"} = \frac{2}{3} \cdot 3,0 = 2,00$$

Si assume dunque un fattore di comportamento pari a **$q_{ND} = 1,50$** .

7.6.4.2. Magazzino ed Edificio Comandi per SE di Trasformazione

Per quanto concerne la scelta del fattore di comportamento si fa riferimento a quanto indicato nel paragrafo 7.4.3 del D.M. 17/01/2018. **Nelle valutazioni si considera un comportamento non dissipativo.** Per le strutture non dissipative si può adottare un fattore di comportamento q_{ND} , ridotto rispetto al valore minimo relativo alla CD "B" (Tab. 7.3.II) secondo l'espressione:

$$1 \leq q_{ND} = \frac{2}{3} q_{CD"B"} \leq 1,5$$

Il limite superiore in CD "B" $q_{CD"B"}$ del fattore di comportamento relativo allo SLV è calcolato tramite la seguente espressione:

$$q_{CD"B"} = q_0 \cdot K_R$$

in cui:

- q_0 è il valore base del fattore di comportamento allo SLV, che per strutture prefabbricate con pilastri incastrati e orizzontamenti incernierati, è pari a $q_{0,CD"B"} = 2,5$.
- K_R è un fattore che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza (la costruzione in esame risulta essere irregolare in elevazione).

Tab. 7.3.II – Valori massimi del valore di base q_0 del fattore di comportamento allo SLV per diverse tecniche costruttive ed in funzione della tipologia strutturale e della classe di duttilità CD

Tipologia strutturale	q_0	
	CD" A"	CD" B"
Costruzioni di calcestruzzo (§ 7.4.3.2)		
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste (v. § 7.4.3.1)	4,5 α_w/α_1	3,0 α_w/α_1
Strutture a pareti non accoppiate (v. § 7.4.3.1)	4,0 α_w/α_1	3,0
Strutture deformabili torsionalmente (v. § 7.4.3.1)	3,0	2,0
Strutture a pendolo inverso (v. § 7.4.3.1)	2,0	1,5
Strutture a pendolo inverso intelaiate monopiano (v. § 7.4.3.1)	3,5	2,5
Costruzioni con struttura prefabbricata (§ 7.4.5.1)		
Strutture a pannelli	4,0 α_w/α_1	3,0
Strutture monolitiche a cella	3,0	2,0
Strutture con pilastri incastrati e orizzontamenti incernierati	3,5	2,5
Costruzioni d'acciaio (§ 7.5.2.2) e composte di acciaio-calcestruzzo (§ 7.6.2.2)		
Strutture intelaiate	5,0 α_w/α_1	4,0
Strutture con controventi eccentrici		
Strutture con controventi concentrici a diagonale tesa attiva	4,0	4,0
Strutture con controventi concentrici a V	2,5	2,0
Strutture a mensola o a pendolo inverso	2,0 α_w/α_1	2,0
Strutture intelaiate con controventi concentrici	4,0 α_w/α_1	4,0
Strutture intelaiate con tamponature in murature	2,0	2,0
Costruzioni di legno (§ 7.7.3)		
Pannelli di parete a telaio leggero chiodati con diaframmi incollati, collegati mediante chiodi, viti e bulloni	3,0	2,0
Strutture reticolari iperstatiche con giunti chiodati		
Portali iperstatici con mezzi di unione a gambo cilindrico	4,0	2,5
Pannelli di parete a telaio leggero chiodati con diaframmi chiodati, collegati mediante chiodi, viti e bulloni.	5,0	3,0
Pannelli di tavole incollate a strati incrociati, collegati mediante chiodi, viti, bulloni		2,5
Strutture reticolari con collegamenti a mezzo di chiodi, viti, bulloni o spinotti		

Per questo motivo risulta:

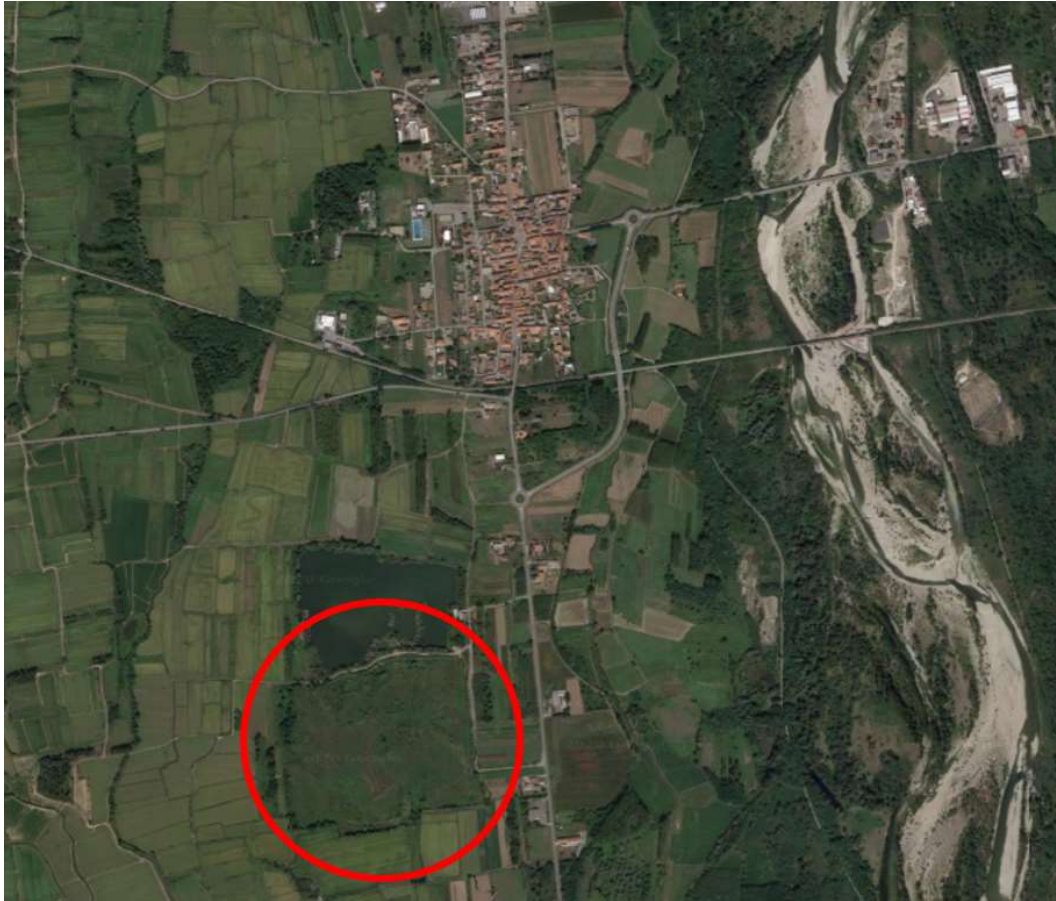
$$q_{CD^B} = 2,5 \cdot 1,0 = 2,5$$

$$1 \leq q_{ND} = \frac{2}{3} q_{CD^B} = \frac{2}{3} \cdot 2,5 = 1,67$$

Si assume dunque un fattore di comportamento pari a $q_{ND} = 1,50$.

7.6.5. Spettri di risposta

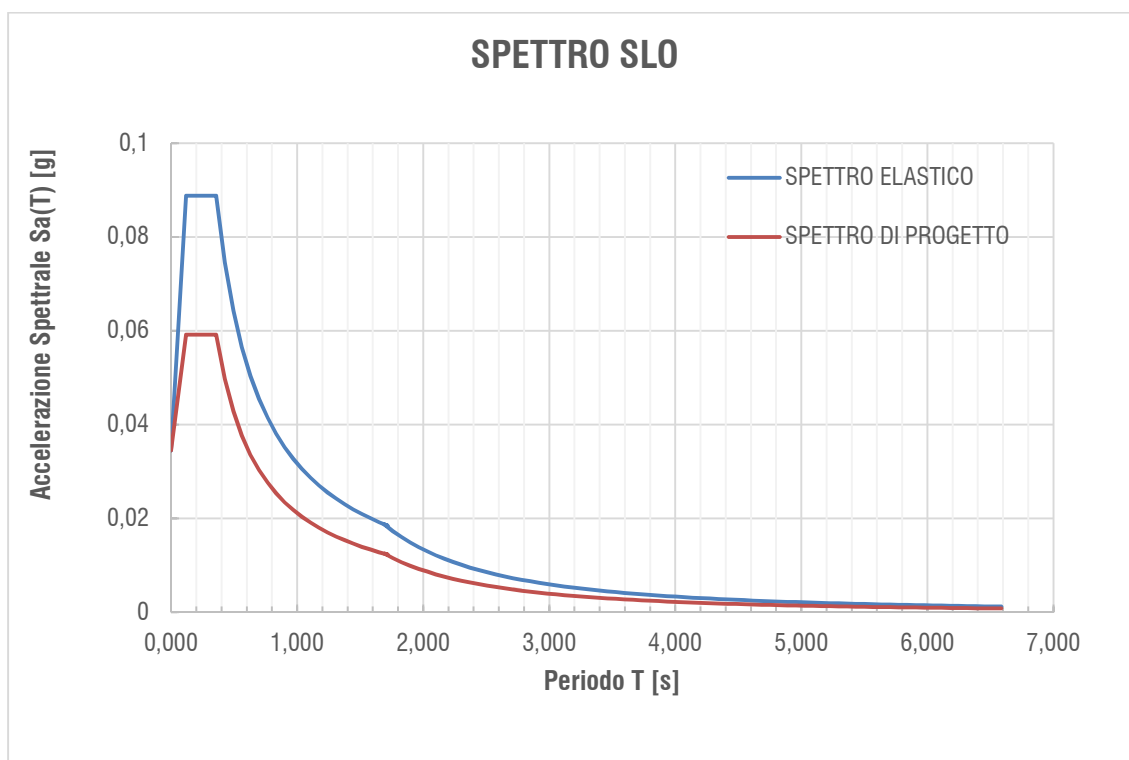
7.6.5.1. Pericolosità sismica di base



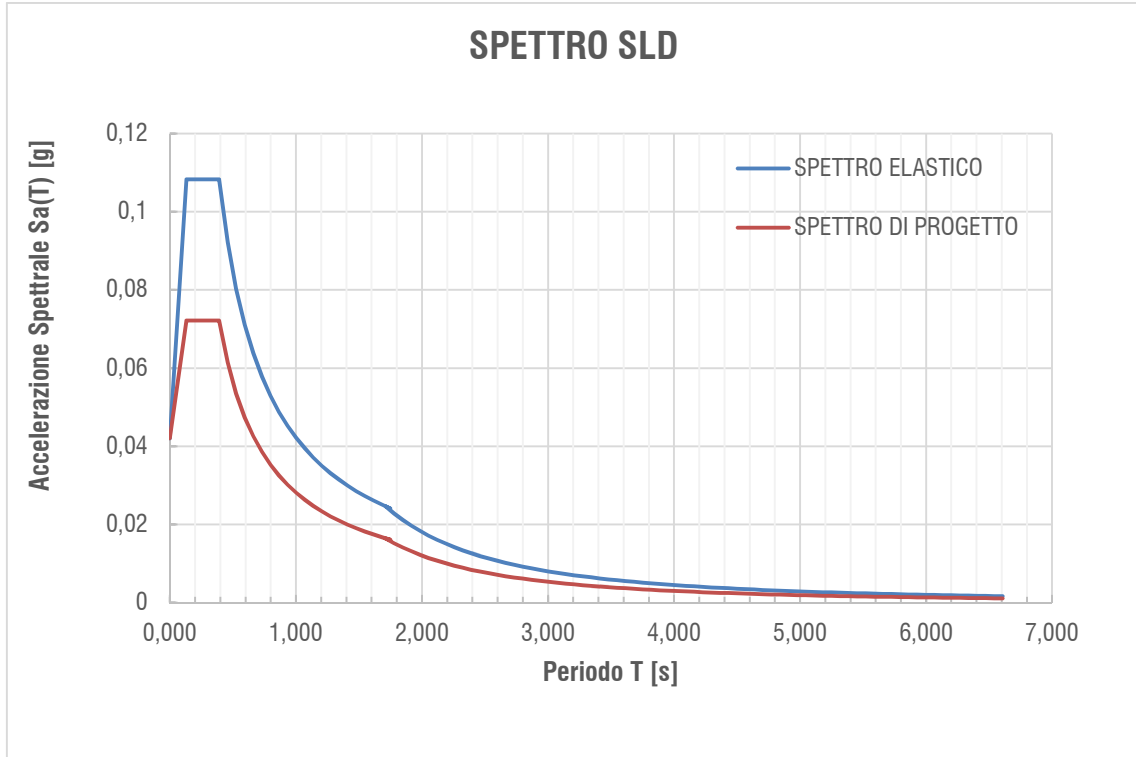
DATI STRUTTURA			
Classe d'uso	Coefficiente d'uso C_u	Vita nominale V_N anni	Vita riferimento V_R anni
-	-		
III	1,5	100	150

STATO LIMITE	P_{VR}	T_R
	%	anni
SLO	0,81	90
SLD	0,63	151
SLV	0,10	1424
SLC	0,05	2475

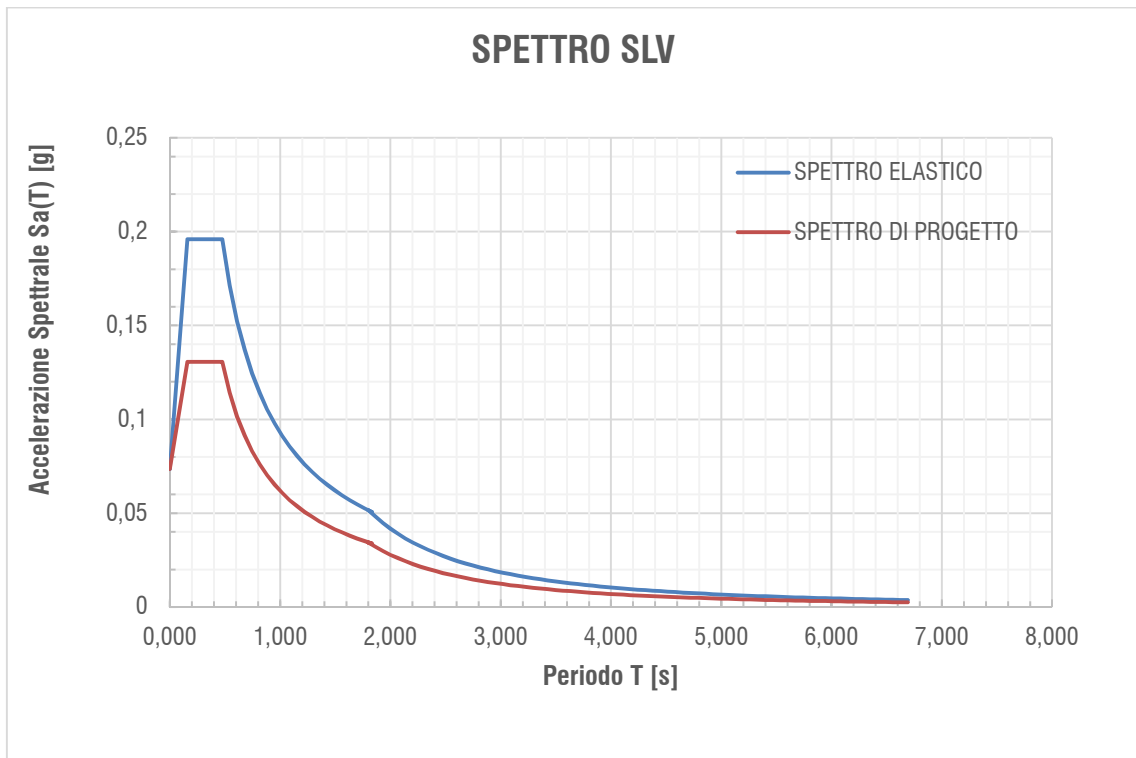
STATO LI-MITE	P_{VR}	T_R	a_g	F_0	T_c^*	S_s	S_T	a_{max}	C_c	T_B	T_C	T_D
	%	anni	g	-	s	-	-	g	[-]	[s]	[s]	[s]
SLO	0.81	90	0.023	2.569	0.200	1.500	1	0.035	1.786	0.119	0.357	1.692
SLD	0.63	151	0.027	2.572	0.229	1.500	1	0.041	1.708	0.130	0.391	1.708
SLV	0.10	1424	0.049	2.670	0.305	1.500	1	0.074	1.554	0.158	0.474	1.796
SLC	0.05	2475	0.055	2.735	0.318	1.500	1	0.083	1.532	0.162	0.487	1.820



Spettro elastico e spettro di progetto allo Stato Limite di Operatività



Spettro elastico e spettro di progetto allo Stato Limite di Danno



Spettro elastico e spettro di progetto allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita

8. COMBINAZIONI DI CARICO

Il metodo di calcolo utilizzato per il dimensionamento e la verifica degli elementi strutturali è il Metodo Semiprobabilistico agli Stati Limite, per cui le combinazioni di carico utilizzate per la determinazione dei Parametri delle Sollecitazioni e le deformazioni sono le seguenti:

- Stati Limite Ultimi (Combinazioni Statiche)

$$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_P P + \gamma_{Q1}Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\gamma_{Qi}\psi_{0i}Q_{ki})$$

dove:

- G_1 è il peso proprio della struttura, peso proprio del terreno quando pertinente, forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno), forze risultanti dalla pressione dall'acqua, al loro valore caratteristico;
- G_2 è il peso proprio degli elementi non strutturali al loro valore caratteristico;
- P rappresenta la pretensione e/o la precompressione al loro valore caratteristico;
- Q_{ki} rappresentano le azioni variabili al loro valore caratteristico;
- γ_{G1} è il coefficiente parziale delle azioni G_1 ;
- γ_{G2} è il coefficiente parziale delle azioni G_2 ;
- γ_P è il coefficiente parziale delle azioni P ;
- γ_{Qi} è il coefficiente parziale delle azioni Q_{ki} ;
- ψ_{0i} rappresenta il coefficiente di combinazione dei carichi variabili i cui valori sono desumibili dalla seguente tabella:

Valori dei coefficienti di combinazione			
Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0.7	0.5	0.3
Categoria B Uffici	0.7	0.5	0.3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0.7	0.7	0.6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0.7	0.7	0.6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1.0	0.9	0.8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0.7	0.7	0.6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0.7	0.5	0.3
Categorie H Coperture	0.0	0.0	0.0
Vento	0.6	0.2	0.0
Neve (a quota ≤ 1000 s.l.m.)	0.5	0.2	0.0
Neve (a quota > 1000 s.l.m.)	0.7	0.5	0.2
Variazioni termiche	0.6	0.5	0.0

Nelle verifiche agli stati limite ultimi si distinguono:

- lo stato limite di equilibrio come corpo rigido: EQU
- lo stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione: STR

- lo stato limite di resistenza del terreno:

GEO

La Tabella 2.6.I, e le successive Tabelle 5.1.V e 5.2.V, forniscono i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi, salvo quanto diversamente previsto nelle norme specifiche.

Tabella 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU (costruzioni civili e industriali)

		γ_F	EQU	A1 - STR	A2 - GEO
Carichi permanenti	<i>Favorevoli</i>	γ_{G1}	0.90	1.00	1.00
	<i>Sfavorevoli</i>		1.10	1.30	1.00
Carichi permanenti non strutturali	<i>Favorevoli</i>	γ_{G2}	0.00	0.00	0.00
	<i>Sfavorevoli</i>		1.50	1.50	1.30
Carichi variabili	<i>Favorevoli</i>	γ_Q	0.00	0.00	0.00
	<i>Sfavorevoli</i>		1.50	1.50	1.30
EQU	stato limite di equilibrio come corpo rigido				
STR	stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione				
GEO	stato limite di resistenza del terreno				

Per le verifiche nei confronti dello stato limite di stabilità ed equilibrio si rimanda alla relazione geotecnica allegata alla presente documentazione.

- Stati Limite Ultimi (Combinazioni Dinamiche)

$$E + G_1 + G_2 + P + \sum_i (\psi_{2i} Q_{ki})$$

dove:

- E rappresenta l'azione Sismica per lo stato limite in esame;
- G_1 è il peso proprio della struttura, peso proprio del terreno quando pertinente, forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carico variabili applicati al terreno), forze risultanti dalla pressione dall'acqua, al loro valore caratteristico;
- G_2 è il peso proprio degli elementi non strutturali al loro valore caratteristico;
- Q_{ki} rappresentano le azioni variabili al loro valore caratteristico;
- ψ_{2i} rappresentano i coefficienti di combinazione delle azioni variabili.

L'azione sismica viene determinata prendendo in considerazione le masse strutturali determinate secondo la seguente relazione:

$$G_1 + G_2 + \sum_i (\psi_{2i} Q_{ki})$$

La risposta a ciascuna componente, in accordo con il punto 7.3.5 delle NTC18, è combinata con gli effetti pseudo-statici indotti dagli spostamenti relativi prodotti dalla variabilità spaziale della componente stessa. Gli effetti sulla struttura (sollecitazioni, deformazioni, spostamenti, ecc.) sono combinati successivamente, applicando la seguente espressione:

$$1,00 \cdot E_x + 0,30 E_y + 0,30 E_z$$

con rotazione dei coefficienti moltiplicativi e conseguente individuazione degli effetti più gravosi.

La componente verticale verrà tenuta in conto ove necessario secondo quanto previsto al punto 7.2.1 delle NTC18.

- Stati Limite Esercizio (Combinazione Statiche)

Combinazione Rara

$$G_1 + G_2 + P + Q_{K1} + \sum_i (\psi_{0i} Q_{ki})$$

Combinazione Frequente

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} Q_{K1} + \sum_i (\psi_{2i} Q_{ki})$$

Combinazione Quasi Permanente

$$G_1 + G_2 + P + \sum_i (\psi_{2i} Q_{ki})$$

Le suddette combinazioni serviranno per verificare le tensioni di esercizio dei materiali, la deformabilità della struttura nonché la fessurazione nel caso di elementi in c.a.

9. ANALISI E CODICI DI CALCOLO

In riferimento a §10.2 delle Norme Tecniche si riportano alcune indicazioni relative al tipo di analisi svolta e alle caratteristiche del codice di calcolo utilizzato.

9.1. Tipo di analisi svolta

Per i suddetti modelli si è eseguita un'analisi dinamica lineare in ottemperanza ai seguenti punti delle NTC18:

§7.2.6 - Modelli delle strutture tridimensionali a rappresentare in modo adeguato le effettive distribuzioni spaziali di massa, rigidità e resistenza.

La rigidità degli elementi strutturali è stata rappresentata con modelli lineari.

Le azioni conseguenti al moto sismico sono modellate direttamente mediante spettri di risposta.

Per tenere conto della variabilità spaziale del moto sismico, nonché di eventuali incertezze nella localizzazione delle masse, al centro di massa si è attribuita una eccentricità accidentale (0,05 volte la dimensione dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica) rispetto alla sua posizione quale deriva dal calcolo.

§7.3.1 – Si è eseguita un'analisi lineare, dopo aver verificato che le non linearità geometriche possono essere trascurate ($\theta < 0.1$), con riferimento agli spettri di progetto ottenuti assumendo un **fattore di comportamento $q = 1,50$**

§7.3.2, §7.3.3 – Analisi lineare dinamica:

- determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale);
- calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati (*spectral response*);
- combinazione di questi effetti utilizzando la combinazione quadratica completa CQC.

Per la progettazione e verifica delle strutture in oggetto viene adottato il metodo degli Stati Limite; per le verifiche che seguono sono stati presi in considerazione, direttamente od indirettamente, le seguenti categorie di Stati Limite:

- Stati Limite Ultimi nelle condizioni statiche, sismiche ed eccezionali.
- Stati Limite di Servizio nelle condizioni statiche e sismiche.

9.2. Codici di calcolo

Tutti i codici di calcolo automatico utilizzati per il calcolo e la verifica delle strutture e la redazione della presente relazione di calcolo sono di sicura ed accertata validità e sono stati impiegati conformemente alle loro caratteristiche. Tale affermazione è suffragata dai seguenti elementi:

- Grande diffusione del codice di calcolo sul mercato;
- Storia consolidata del codice di calcolo (svariati anni di utilizzo);
- Utilizzo delle versioni più aggiornate (dopo test);
- Pratica d'uso frequente.

In considerazione dei problemi in studio, caratterizzati da piccoli spostamenti e tensioni inferiori ai limiti elastici dei materiali, si è ritenuto sufficiente adottare una schematizzazione della geometria e dei materiali di tipo lineare con leggi elastiche, isotrope ed omogenee.

Origine e caratteristiche del codice di calcolo

Il software utilizzato per il calcolo è il MIDAS/Gen prodotto da:

MIDAS Information Technology, Co., Ltd.

SKn Technopark Tech-center 15th fl. 190-1 Sangdaewon1-dong

Jungwon-gu, Seongnam, Gyeonggi-do, 462-721, Korea

Tel: 82-31-789-2000 Fax: 82-31-789-2001

Il n° di serie della Licenza è: *midas Gen / USGW000935*

Intestato alla Ditta: Sinergo Spa Via Ca' Bembo, 152 – 30030 Marne di Martellago (VE) – C.F. e P.IVA 03877160279

Si allega licenza d'uso:



9.3. Informazioni generali sull'elaborazione

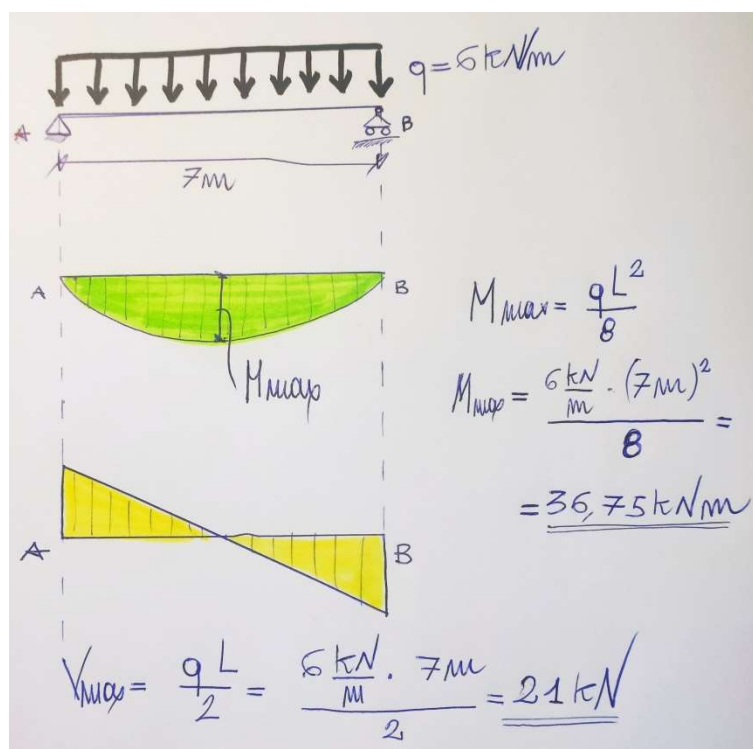
Il programma prevede una serie di controlli che consentono l'individuazione di errori di modellazione, del non rispetto delle limitazioni geometriche e della presenza di elementi non verificati. Al termine dell'analisi un controllo automatico identifica la presenza di spostamenti o rotazioni abnormi. Il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabulare, la quasi totalità dei dati del modello strutturale, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale.

9.4. Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

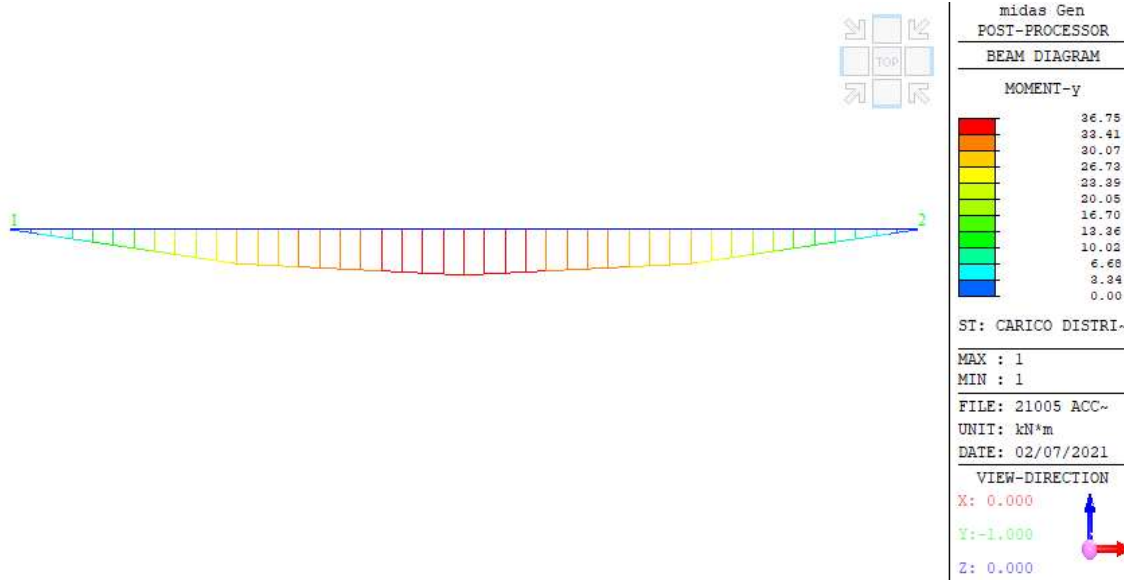
I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli che ne comprovano l'attendibilità. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali. Inoltre, sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

Per valutare l'affidabilità del software è stata risolta, attraverso semplici calcoli manuali, l'analisi delle sollecitazioni di una trave doppiamente appoggiata con carico uniformemente distribuito, e successivamente si sono confrontati i risultati con il software agli elementi finiti.

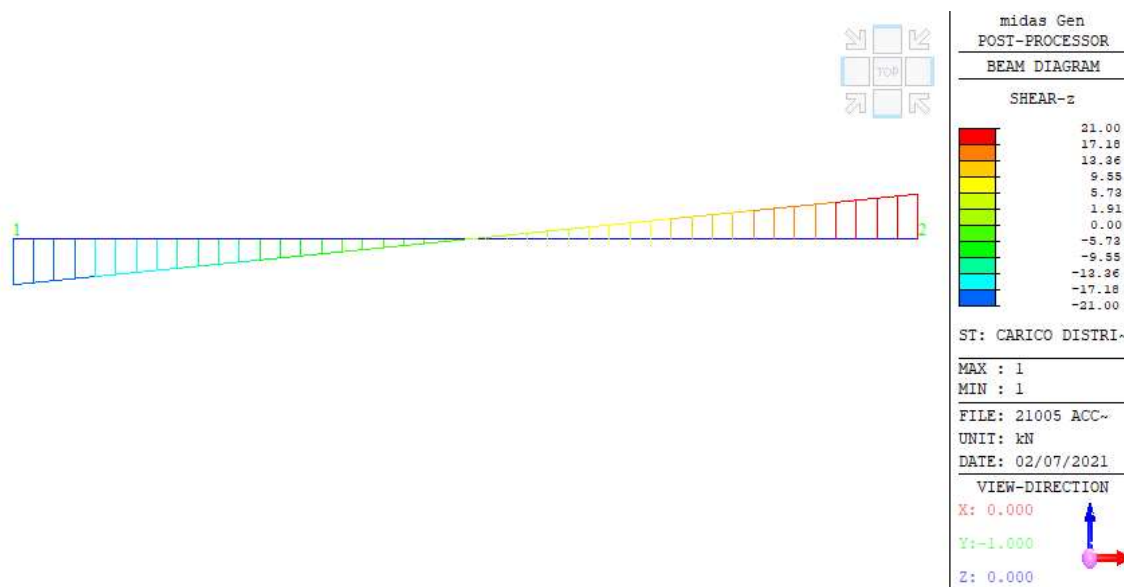
Di seguito si riportano i calcoli effettuati manualmente.



I risultati ottenuti con il software di calcolo sono i seguenti:



Momento flettente



Taglio

Essendo uguali le sollecitazioni, si può asserire che il software di calcolo utilizzato risulta attendibile.

10. STRUTTURA EDIFICIO SERVIZI PER SE DI TRASFORMAZIONE

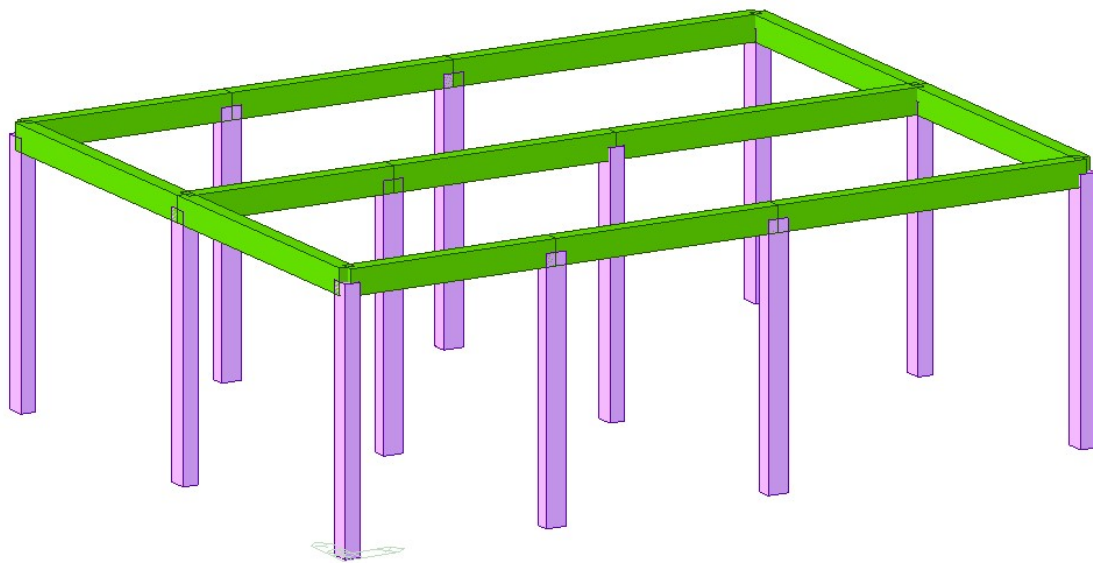
10.1. Modello di calcolo

Per il dimensionamento e la verifica degli elementi strutturali è stato realizzato un modello FEM costituito da:

- elementi beam per travi e pilastri;

I carichi sono stati assegnati attraverso la funzione "*beam load*". L'orizzontamento in copertura è stato considerato infinitamente rigido in ragione della prevista cappa in calcestruzzo avente spessore superiore a 4 cm.

Per il dimensionamento delle strutture in elevazione i pilastri sono stati considerati incastrati alla base.



Modello FEM in MidasGen

10.2. Verifica regolarità struttura

Per quanto riguarda gli edifici, una costruzione è **regolare in pianta** se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:

- a. la distribuzione di masse e rigidità è approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali e la forma in pianta è compatta, ossia il contorno di ogni orizzontamento è convesso; il requisito può ritenersi soddisfatto, anche in presenza di rientranze in pianta, quando esse non influenzano significativamente la rigidità nel piano dell'orizzontamento e, per ogni rientranza, l'area compresa tra il perimetro dell'orizzontamento e la linea convessa circoscritta all'orizzontamento non supera il 5% dell'area dell'orizzontamento;
- b. il rapporto tra i lati del rettangolo circoscritto alla pianta di ogni orizzontamento è inferiore a 4;
- c. ciascun orizzontamento ha una rigidità nel proprio piano tanto maggiore della corrispondente rigidità degli elementi strutturali verticali da potersi assumere che la sua deformazione in pianta influenzi in modo trascurabile la distribuzione delle azioni sismiche tra questi ultimi e ha resistenza sufficiente a garantire l'efficacia di tale distribuzione.

Sempre riferendosi agli edifici, una costruzione è **regolare in altezza** se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:

- d. tutti i sistemi resistenti alle azioni orizzontali si estendono per tutta l'altezza della costruzione o, se sono presenti parti aventi differenti altezze, fino alla sommità della rispettiva parte dell'edificio;
- e. massa e rigidità rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25%, la rigidità non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidità si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. o di pareti e nuclei in muratura di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base;
- f. il rapporto tra la capacità e la domanda allo SLV non è significativamente diverso, in termini di resistenza, per orizzontamenti successivi (tale rapporto, calcolato per un generico orizzontamento, non deve differire più del 30% dall'analogo rapporto calcolato per l'orizzontamento adiacente); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti;
- g. eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengano con continuità da un orizzontamento al successivo; oppure avvengano in modo che il rientro di un orizzontamento non superi il 10% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante, né il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro orizzontamenti, per il quale non sono previste limitazioni di restringimento.

Qualora, immediatamente al di sopra della fondazione, sia presente una struttura scatolare rigida, purché progettata con comportamento non dissipativo, i controlli sulla regolarità in altezza possono essere riferiti alla sola struttura soprastante la scatolare, a condizione che quest'ultima abbia rigidità rispetto alle azioni orizzontali significativamente maggiore di quella della struttura ad essa soprastante. Tale condizione si può ritenere soddisfatta se gli spostamenti della struttura soprastante la scatolare, valutati su un modello con incastri al piede, e gli spostamenti della struttura soprastante, valutati tenendo conto anche della deformabilità della struttura scatolare, sono sostanzialmente coincidenti.

La struttura in esame risulta essere regolare in pianta ed in altezza. Di seguito si riportano le verifiche condotte.

	Load Case	Story	Level (m)	Story Height (m)	Story Weight (kN)	Adjacent Story Weight		Story Weight Ratio	Story Drift Angle Ratio	Remark
						1.25M(Lower) (kN)	0.75M(Lower) (kN)			
▶	Fx	Roof	5.00	0.00	1430.672	0.000	0.000	0.000	0.000	Regular
	Fx	1F	0.00	5.00	90.000	0.000	0.000	0.000	0.000	Regular
	Fy	Roof	5.00	0.00	1430.672	0.000	0.000	0.000	0.000	Regular
	Fy	1F	0.00	5.00	90.000	0.000	0.000	0.000	0.000	Regular

Verifica regolarità in termini di massa

	Story	Level (m)	Translational Mass		Rotational Mass (kN/g*m²)	Rx (El.Radius)		r²/Is²		Check (=1)	
			X-DIR (kN/g)	Y-DIR (kN/g)		X (m)	Y (m)	X	Y	X	Y
▶	Roof	5.00	145.83816967	145.83816967	6227.0734	7.53	8.56	1.3270	1.7158	Regular	Regular

Verifica regolarità in pianta

	Load Case	Story	Level (m)	Story Height (m)	Story Drift (m)	Story Shear Force (kN)	Story Stiffness	Lower Story Stiffness		Story Stiffness Ratio	Story Drift Angle Ratio	Remark
								1.1K (Lower)	0.7K (Lower)			
▶	Fx	1F	0.00	5.00	0.0250	1000.00	199.94	0.00	0.00	0.000	0.000	Regular
	Fy	1F	0.00	5.00	0.0000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	Regular

Verifica regolarità in termini di rigidezza – DIREZIONE X

	Load Case	Story	Level (m)	Story Height (m)	Story Drift (m)	Story Shear Force (kN)	Story Stiffness	Lower Story Stiffness		Story Stiffness Ratio	Story Drift Angle Ratio	Remark
								1.1K (Lower)	0.7K (Lower)			
▶	Fx	1F	0.00	5.00	0.0000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	Regular
	Fy	1F	0.00	5.00	0.0323	1000.00	154.66	0.00	0.00	0.000	0.000	Regular

Verifica regolarità in termini di rigidezza – DIREZIONE Y

10.3. Tipologia strutturale

Di seguito si mostra la verifica condotta per controllare la tipologia strutturale del manufatto in esame secondo quanto definito dalla Normativa al §7.4.3.1.

LINEAR SUMMATION OF STORY SHEAR FORCE										
1F		Fx	Frame(Beam)		0.00	1000.0000	1.00	90.00	0.0000	0.00
1F		Fx	Sum		0.00	1000.0000		90.00	0.0000	
1F		Fy	Frame(Beam)		0.00	0.0000	0.00	90.00	1000.0000	1.00
1F		Fy	Sum		0.00	0.0000		90.00	1000.0000	

In direzione X la struttura risulta essere: **STRUTTURA A TELAIO.**

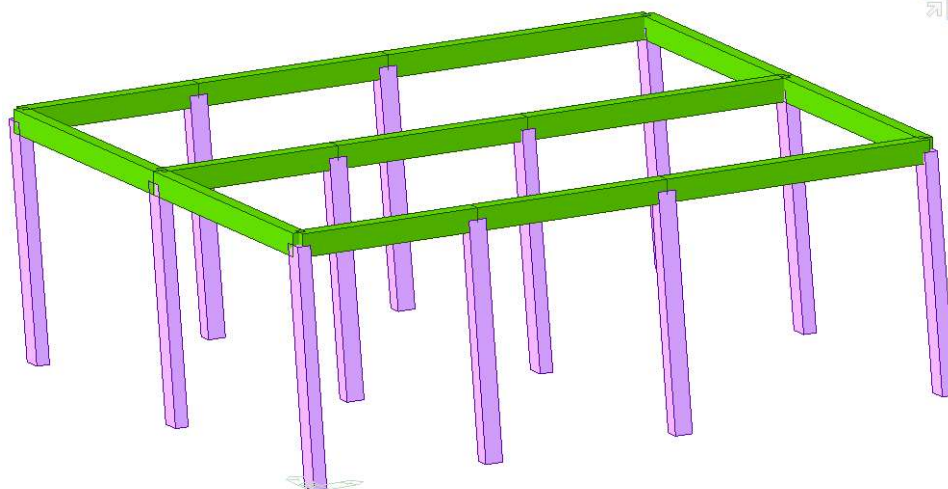
In direzione Y la struttura risulta essere: **STRUTTURA A TELAIO.**

10.4. Analisi modale

Di seguito si mostrano le frequenze ed i periodi associati ai modi di vibrare della struttura in esame.

Node	Mode	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ						
EIGENVALUE ANALYSIS													
	Mode No	Frequency		Period	Tolerance								
		(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)									
	1	14.5613	2.3175	0.4315	2.2166e-027								
	2	16.5587	2.6354	0.3794	2.2166e-027								
	3	19.5841	3.1169	0.3208	2.2166e-027								
	4	442.2287	70.3829	0.0142	2.2166e-027								
	5	466.3031	74.2144	0.0135	2.2166e-027								
	6	513.4057	81.7111	0.0122	2.2166e-027								
	7	514.0852	81.8194	0.0122	2.2166e-027								
	8	535.9368	85.2970	0.0117	2.2166e-027								
	9	536.0300	85.3118	0.0117	2.2166e-027								
	10	536.1574	85.3321	0.0117	2.2166e-027								
MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT													
	Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
		MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
	1	0.0000	0.0000	99.9095	99.9095	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0904	0.0904
	2	99.9999	99.9999	0.0000	99.9095	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0001	0.0001	0.0000	0.0904
	3	0.0000	99.9999	0.0904	99.9999	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0001	99.9096	100.0000
	4	0.0000	99.9999	0.0000	99.9999	12.6578	12.6578	0.0000	0.0000	21.0247	21.0248	0.0000	100.0000
	5	0.0000	99.9999	0.0000	99.9999	11.2647	23.9223	0.0000	0.0000	18.9964	40.0211	0.0000	100.0000
	6	0.0000	99.9999	0.0000	100.0000	0.0000	23.9223	30.0339	30.0339	0.0000	40.0211	0.0000	100.0000
	7	0.0000	99.9999	0.0000	100.0000	18.0652	41.9875	0.0000	30.0339	28.7838	68.8049	0.0000	100.0000
	8	0.0000	100.0000	0.0000	100.0000	24.6579	66.6454	0.0000	30.0339	0.6201	69.4250	0.0000	100.0000
	9	0.0000	100.0000	0.0000	100.0000	0.0000	66.6454	24.4684	54.5004	0.0000	69.4250	0.0000	100.0000
	10	0.0000	100.0000	0.0000	100.0000	0.0010	66.6464	0.0000	54.5004	0.0078	69.4328	0.0000	100.0000
	Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
		MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM
	1	0.0000	0.0000	145.7062	145.7062	0.0000	0.0000	0.0003	0.0003	0.0000	0.0000	5.6306	5.6306
	2	145.8380	145.8380	0.0000	145.7062	0.0000	0.0000	0.0000	0.0003	0.0010	0.0010	0.0000	5.6306
	3	0.0000	145.8380	0.1319	145.8380	0.0000	0.0000	0.0000	0.0003	0.0000	0.0010	6221.441	6227.072
	4	0.0000	145.8380	0.0000	145.8380	4.4273	4.4273	0.0000	0.0003	243.9292	243.9302	0.0000	6227.072
	5	0.0001	145.8381	0.0000	145.8380	3.9401	8.3673	0.0000	0.0003	220.3963	464.3265	0.0000	6227.072
	6	0.0000	145.8381	0.0001	145.8381	0.0000	8.3673	213.3631	213.3634	0.0000	464.3265	0.0007	6227.073
	7	0.0000	145.8381	0.0000	145.8381	6.3187	14.6860	0.0000	213.3634	333.9502	796.2768	0.0000	6227.073
	8	0.0000	145.8381	0.0000	145.8381	8.6246	23.3106	0.0000	213.3634	7.1944	805.4711	0.0000	6227.073
	9	0.0000	145.8381	0.0000	145.8381	0.0000	23.3106	173.8116	387.1750	0.0000	805.4711	0.0002	6227.073
	10	0.0000	145.8381	0.0000	145.8381	0.0003	23.3110	0.0000	387.1750	0.0905	805.5616	0.0000	6227.073

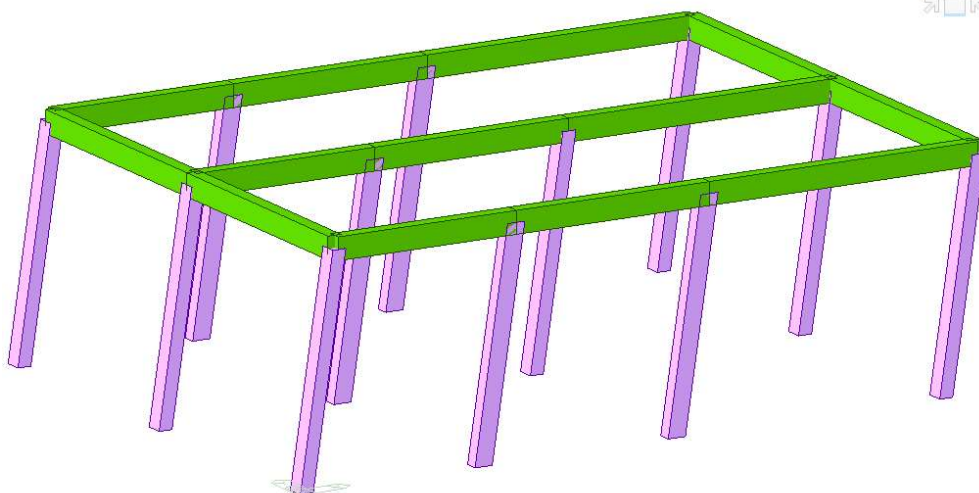
A titolo esemplificativo si riportano rispettivamente il primo modo di vibrare (TRASLAZIONE Y), il secondo modo di vibrare (TRASLAZIONE X) ed il terzo modo di vibrare (ROTAZIONALE).



midas Gen	
POST-PROCESSOR	
VIBRATION MODE	
FREQUENCY (CYCLE/SEC)	
2.317504	
NATURAL PERIOD (SEC)	
0.431499	
MEM(%)	
DX=	0.000000
DY=	99.909489
DZ=	0.000000
RX=	0.000046
RY=	0.000000
RZ=	0.090422

MODE 1	
MAX :	24
MIN :	1
FILE :	21009 EDIF-
UNIT :	kN,m
DATE :	05/20/2021
VIEW-DIRECTION	
X1:	-0.483
Y1:	-0.937
Z1:	0.259

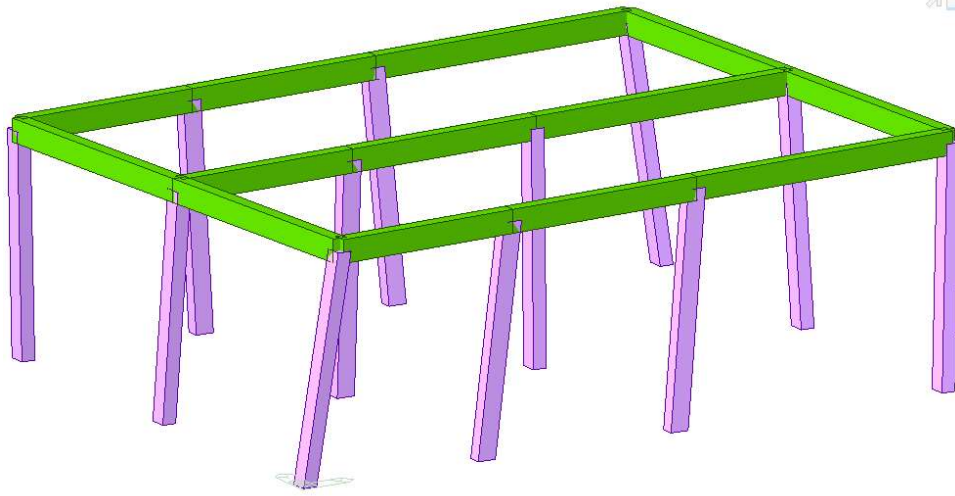
Modo di vibrare 1



midas Gen	
POST-PROCESSOR	
VIBRATION MODE	
FREQUENCY (CYCLE/SEC)	
2.435402	
NATURAL PERIOD (SEC)	
0.379449	
MEM(%)	
DX=	99.999885
DY=	0.000000
DZ=	0.000000
RX=	0.000000
RY=	0.000086
RZ=	0.000000

MODE 2	
MAX :	14
MIN :	1
FILE :	21009 EDIF-
UNIT :	kN,m
DATE :	05/20/2021
VIEW-DIRECTION	
X1:	-0.483
Y1:	-0.937
Z1:	0.259

Modo di vibrare 2

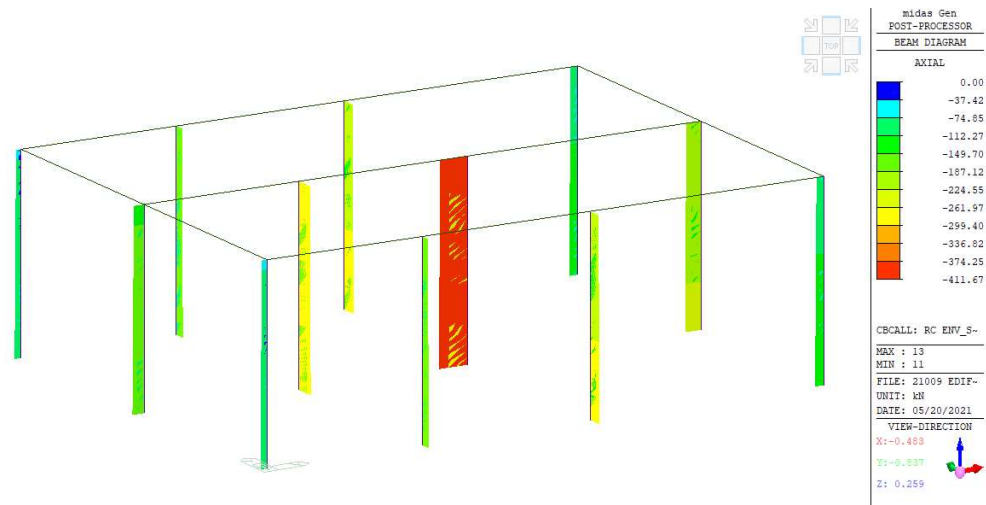


midas Gen	
POST-PROCESSOR	
VIBRATION MODE	
FREQUENCY (CYCLE/SEC)	3.116912
NATURAL PERIOD (SEC)	0.320830
MPM (%)	
DX=	0.000000
DY=	0.090423
DZ=	0.000000
RX=	0.000000
RY=	0.000000
RZ=	99.909562
MODE 3	
MAX :	15
MIN :	1
FILE:	21009 EDIF-
UNIT:	kN,m
DATE:	05/20/2021
VIEW-DIRECTION	
X:	-0.488
Y:	-0.897
Z:	0.259

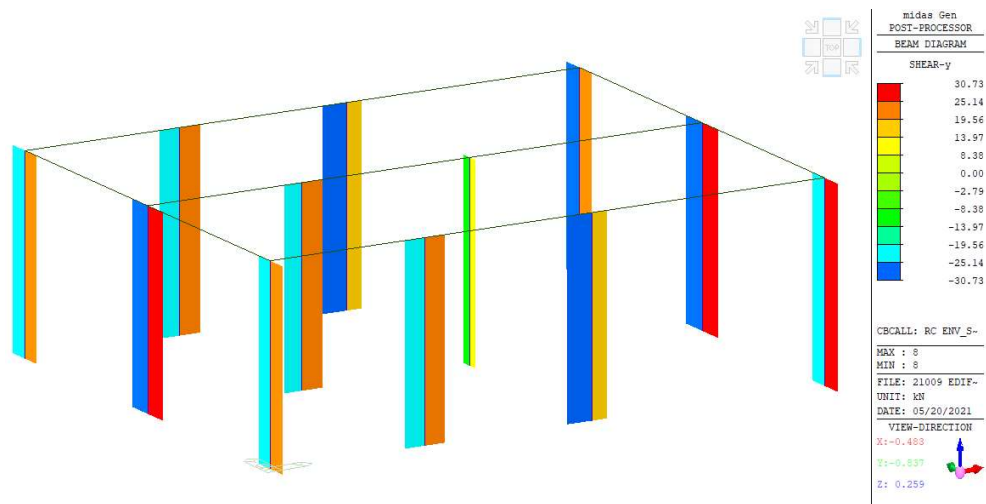
Modo di vibrare 3

10.5. Sollecitazioni

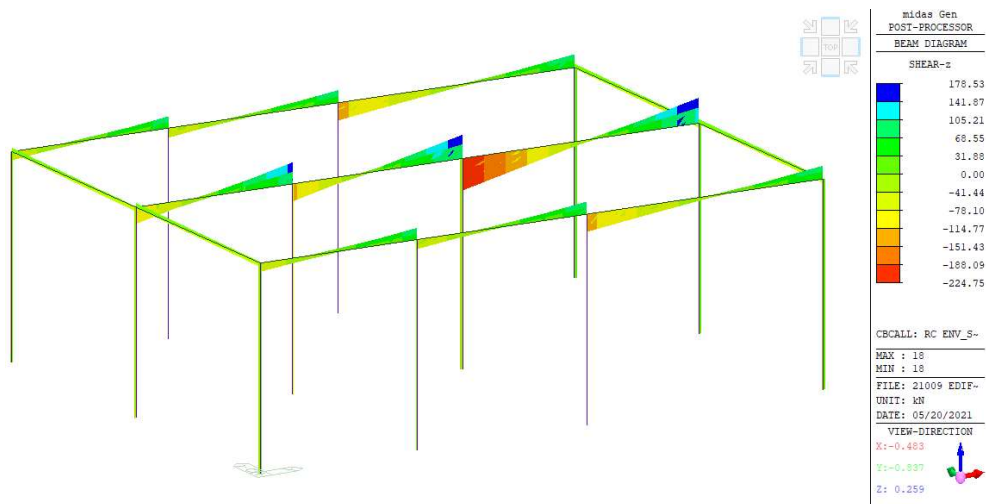
Si riportano i diagrammi delle sollecitazioni dall'involuppo globale (SLU+SLV) per gli elementi strutturali dell'edificio.



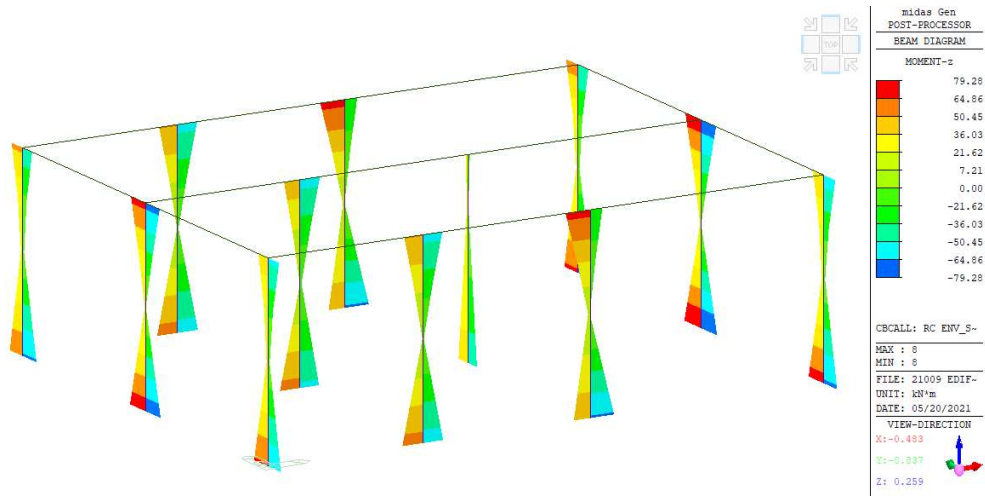
Involuppo SLU/SLV, sforzo normale pilastri



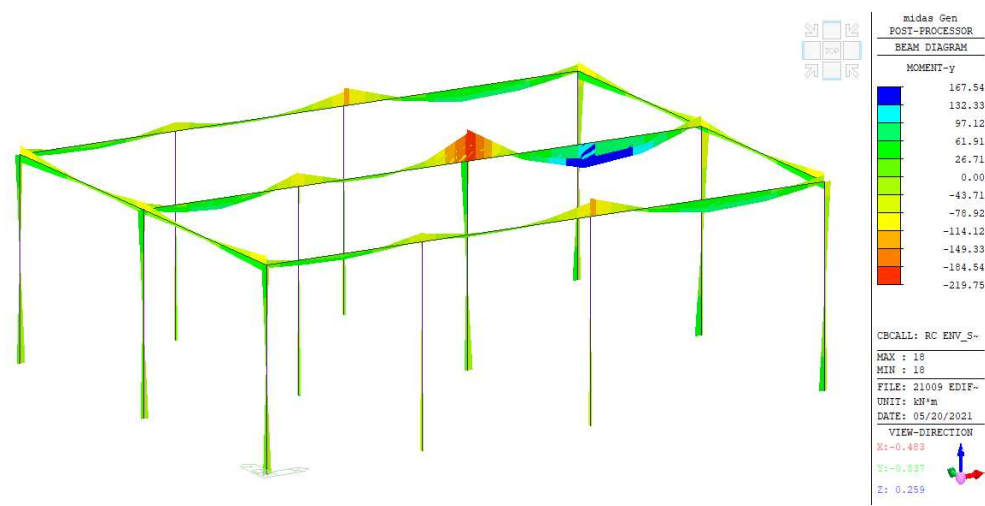
Involuppo SLU/SLV, taglio X pilastri



Involuppo SLU/SLV, taglio Y pilastri e taglio travi



Inviluppo SLU/SLV, momento flettente M_z pilastri



Inviluppo SLU/SLV, momento flettente M_y pilastri e travi

10.6. Verifiche strutturali

10.6.1. Travi (30x50)

Si riportano di seguito gli output di verifica delle travi 30x50.

Tali travi sono armate con:

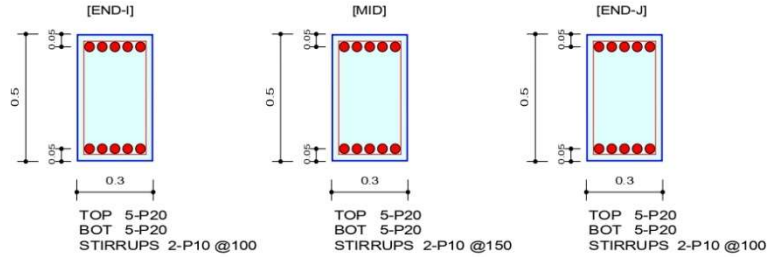
- n.5 barre longitudinali superiori $\Phi 20$;
- n.5 barre longitudinali inferiori $\Phi 20$;
- staffe a due bracci $\Phi 10/10$ nelle estremità (per una lunghezza di 80 cm a partire dal filo pilastro/setto) e $\Phi 10/15$ in mezzeria.

midas Gen RC Beam Strength Checking Result

	Company		Project Title	FV GHISLARENCO
	Author	ING. PAOLO PANNIELLO	File Name	C:\...per SE di Trasformazione.mgb

1. Design Information

Design Code	Eurocode2:04 & NTC2018	Unit System	kN, m
Material Data	fck = 32000, fyk = 450000, fyw = 450000 KPa		
Section Property	TR 30x50 (No : 2)	Beam Span	6.25m



2. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	3	3	3
Moment (M_Ed)	219.75	43.70	191.22
Factored Strength (M_Rd)	250.13	250.13	250.13
Check Ratio (M_Ed/M_Rd)	0.8785	0.1747	0.7645
Neutral Axis (x/d)	0.1582	0.1582	0.1582
(+) Load Combination No.	3	3	3
Moment (M_Ed)	58.50	167.54	124.88
Factored Strength (M_Rd)	250.13	250.13	250.13
Check Ratio (M_Ed/M_Rd)	0.2339	0.6698	0.4993
Neutral Axis (x/d)	0.1582	0.1582	0.1582
Using Rebar Top (As_top)	0.0016	0.0016	0.0016
Using Rebar Bot (As_bot)	0.0016	0.0016	0.0016

3. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	30	2	3
Factored Shear Force (V_Ed)	89.90	89.93	88.62
V_Rdc	90.16	90.16	90.16
V_Rds	248.94	165.96	248.94
V_Rdmax	550.80	550.80	550.80
Using Shear Reinf. (Asw)	0.0016	0.0010	0.0016
Using Stirrups Spacing	2-P10 @100	2-P10 @150	2-P10 @100
V_Ed / V_Rdc	0.9971	0.9975	0.9830
V_Ed / min(V_Rds, V_Rdmax)	0.3611	0.5419	0.3560
Check Ratio	0.9971	0.9975	0.9830

10.6.2. Pilastri

Si riportano di seguito gli output di verifica dei pilastri.

Tali elementi sono armati con:

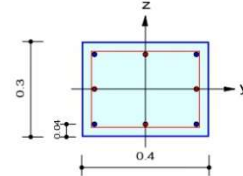
- **PILASTRI 40X30:** 4Φ16 negli angoli + 4Φ12 – staffe 8/15;

midas Gen RC Column Checking Result

Company		Project Title	FV GHISLARENCO
Author	ING. PAOLO PANNIELLO	File Name	C:\...per SE di Trasformazione.mgb

1. Design Condition

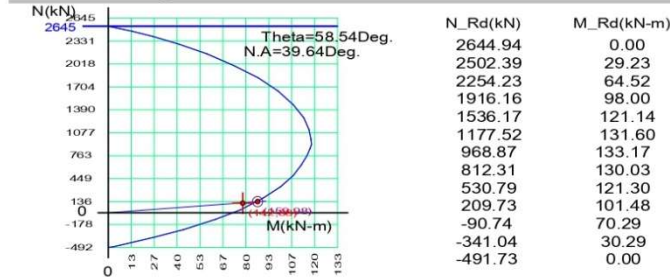
Design Code : Eurocode2:04 & NTC2018 UNIT SYSTEMkN, m
 Member Number: 8 (PM), 2, 8 (Shear-y,z)
 Material Data : fck = 32000, fyk = 450000, fyw = 450000 KPa
 Column Height : 5 m
 Section Property: PIL 30x40 (No : 1)
 Rebar Pattern : 8 - 3 - P12(P16) Ast = 0.00125664 m^2 (Rhost = 0.010)



2. Axial and Moments Capacity

Load Combination : 8 (J)
 Concentric Max. Axial Load N_Rdmax = 2644.94 kN
 Axial Load Ratio N_Ed / N_Rd = 141.924 / 158.747 = 0.894 < 1.000 O.K
 Moment Ratio M_Ed / M_Rd = 88.0418 / 97.8656 = 0.900 < 1.000 O.K
 M_Edy / M_Rdy = 47.1070 / 51.0706 = 0.922 < 1.000 O.K
 M_Edz / M_Rdz = 74.3794 / 83.4834 = 0.891 < 1.000 O.K

M-N Interaction Diagram

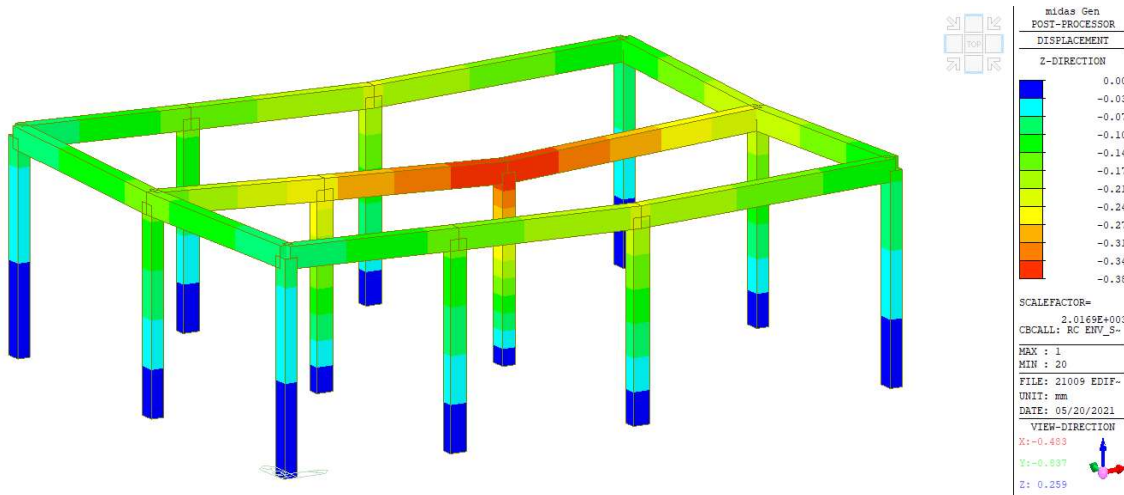


3. Shear Capacity

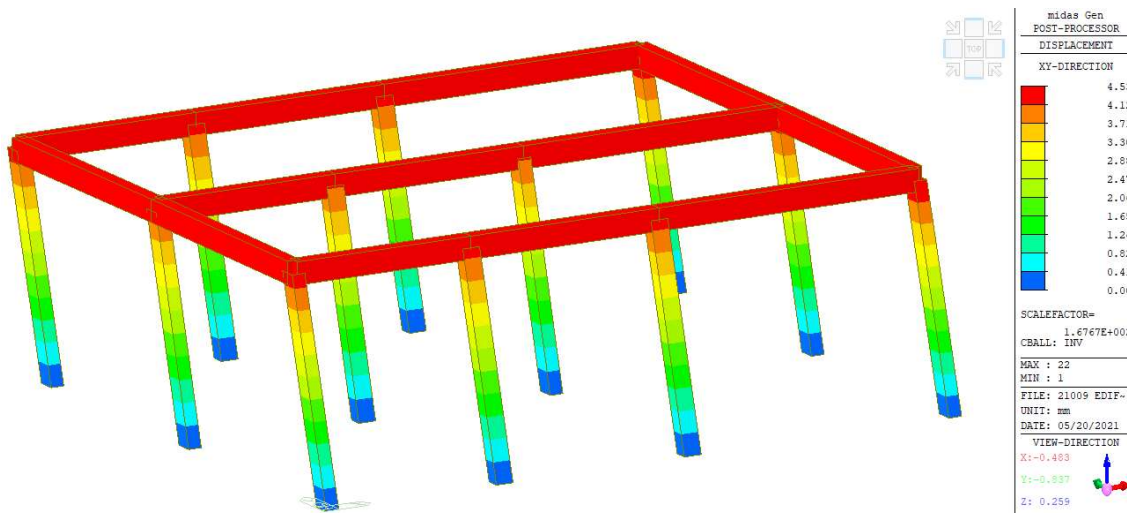
	y : 35 (J)	z : 7 (J)
[END]		
Applied Shear Force (V_Ed)	28.7095 kN	22.5909 kN
V_Ed / V_Rdc	28.7095 / 72.8717 = 0.394	22.5909 / 81.9140 = 0.276
V_Ed / V_Rds	28.7095 / 84.9782 = 0.338	22.5909 / 61.3731 = 0.368
V_Ed / V_Rdmax	28.7095 / 440.640 = 0.065	22.5909 / 424.320 = 0.053
Shear Ratio	0.394 < 1.000 O.K	0.276 < 1.000 O.K
Asw-H_use	0.00067 m^2/m, 2-P8 @150	0.00067 m^2/m, 2-P8 @150
[MIDDLE]		
Applied Shear Force (V_Ed)	28.7095 kN	22.5909 kN
V_Ed / V_Rdc	28.7095 / 73.8842 = 0.389	22.5909 / 82.8890 = 0.273
V_Ed / V_Rds	28.7095 / 84.9782 = 0.338	22.5909 / 61.3731 = 0.368
V_Ed / V_Rdmax	28.7095 / 440.640 = 0.065	22.5909 / 424.320 = 0.053
Shear Ratio	0.389 < 1.000 O.K	0.273 < 1.000 O.K
Asw-H_use	0.00067 m^2/m, 2-P8 @150	0.00067 m^2/m, 2-P8 @150

10.7. Verifiche SLE

La massima freccia per le travi principali risulta pari a 0.38 mm abbondantemente inferiore al limite di $L/250$ pari a 16.6 mm.



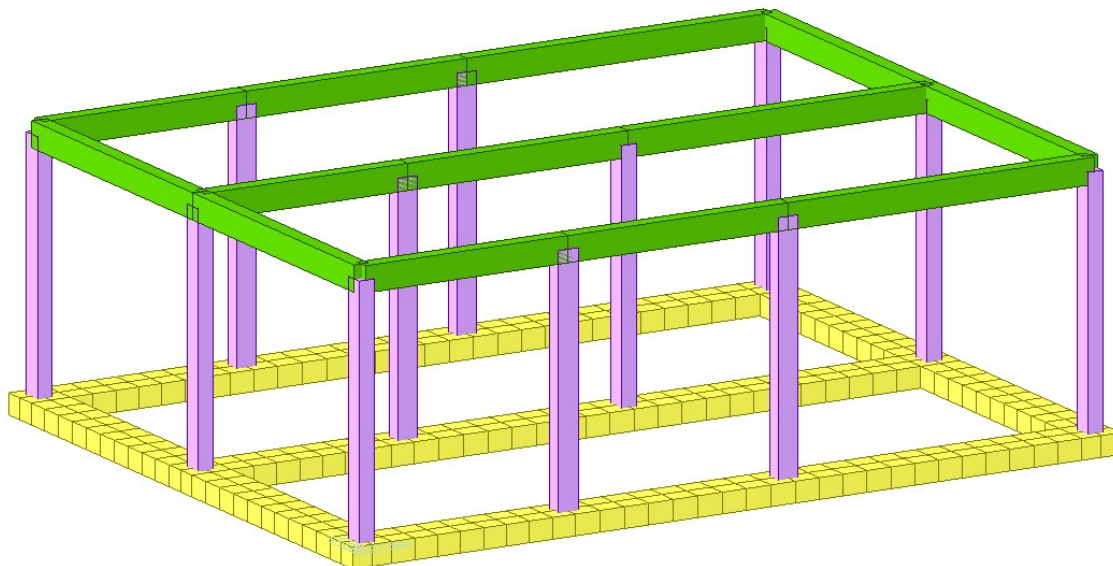
Risulta inoltre opportuno verificare il limite degli spostamenti di interpiano per lo spettro SLO. Nell'ipotesi di considerare i tamponamenti come progettati per non subire danni a seguito di spostamenti di interpiano il limite massimo è fissato pari ad $d_r = \frac{2}{3} 0.0100 H$, ovvero pari a 26.6 mm. Nel caso in esame si sono ottenuti i seguenti spostamenti massimi per le due direzioni.



Risultando gli spostamenti massimi inferiori ai valori limite, la verifica risulta soddisfatta.

10.8. Verifiche trave di fondazione

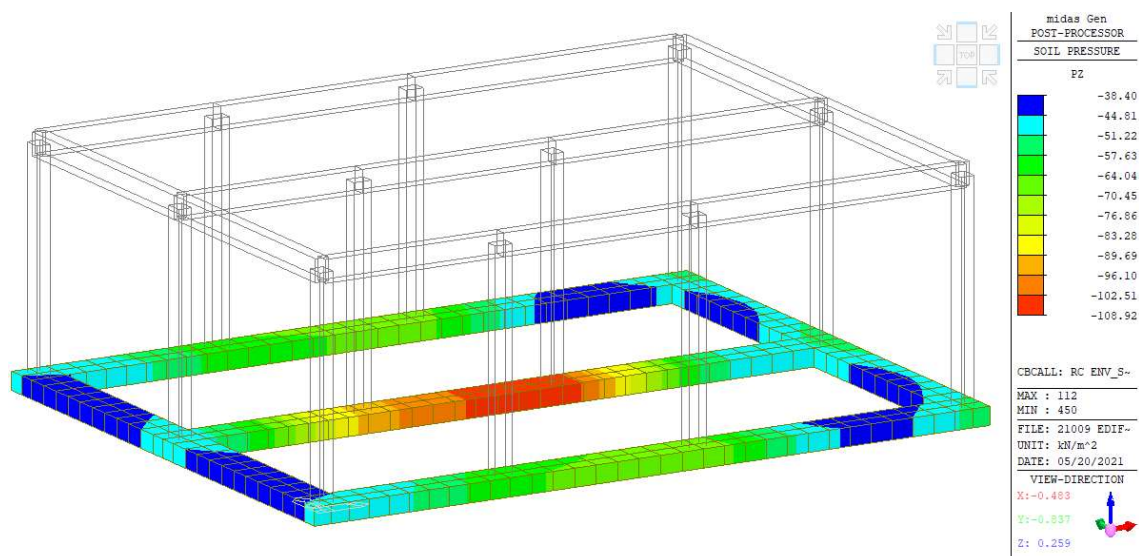
Le sollecitazioni precedentemente individuate sono state implementate sul modello delle fondazioni. Si riportano dunque le verifiche a capacità portante e strutturali delle travi di fondazione.



10.8.1. Verifica della capacità portante

La soletta delle travi rovesce di fondazione è stata modellata con elementi plate. Il terreno di fondazione viene schematizzato come un letto di molle di rigidezza k pari a $1,00 \text{ kg/cm}^3$ (noto anche come costante k di Winkler) indipendenti fra loro; di conseguenza l'abbassamento di una molla non comporta l'abbassamento anche della molla adiacente.

Le massime pressioni agenti sul terreno di fondazione in combinazione A1-M1-R3 risultano pari a $q = 114.08 \text{ kN/mq}$.



La verifica a capacità portante viene di seguito riportata.

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot d_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot g_{\gamma}$$

D = Profondità del piano di appoggio

e_B = Eccentricità in direzione B ($e_B = Mb/N$)

e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = MI/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

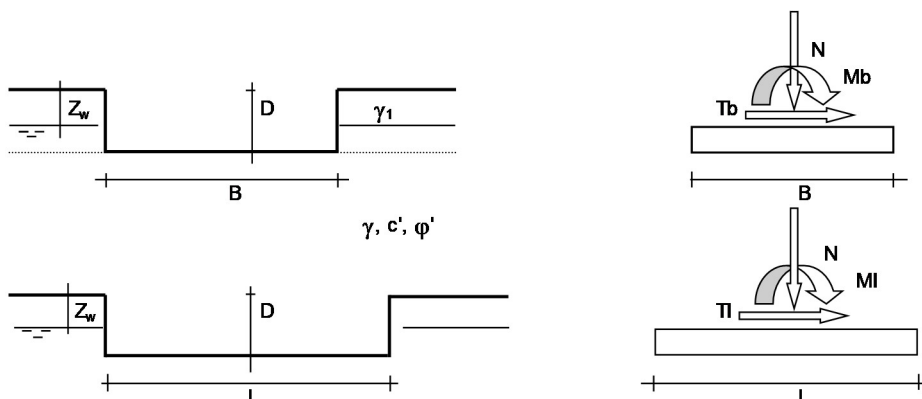
B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2 \cdot e_L$)

(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

coefficienti parziali

Metodo di calcolo		azioni		proprietà del terreno	
		permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	c'
Stato limite ultimo	○	1.00	1.30	1.25	1.25
Tensioni ammissibili	○	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dall'utente	⊙	1.00	1.00	1.00	1.00



(Per fondazione nastriforme $L = 100$ m)

B = 0.80 (m)
 L = 100.00 (m)
 D = 1.10 (m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	108.92	0.00	108.92
Mb [kNm]	0.00	0.00	0.00
MI [kNm]	0.00	0.00	0.00
Tb [kN]	0.00	0.00	0.00
TI [kN]	0.00	0.00	0.00
H [kN]	0.00	0.00	0.00

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 16.00$ (kN/mc)
 $\gamma = 16.00$ (kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c' = 0.00$ (kN/mq)
 $\varphi' = 32.00$ (°)

Valori di progetto

$c' = 0.00$ (kN/mq)
 $\varphi' = 32.00$ (°)

Profondità della falda

$Z_w = 0.50$ (m)

$e_B = 0.00$ (m)
 $e_L = 0.00$ (m)

$B^* = 0.80$ (m)
 $L^* = 1.00$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 11.60$ (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 6.00$ (kN/mc)

Nc, Nq, Ny : coefficienti di capacità portante

$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \varphi')}$

$N_q = 23.18$

$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$

$N_c = 35.49$

$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$

$N_\gamma = 30.21$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$$s_c = 1 + B \cdot N_q / (L \cdot N_c)$$

$$s_c = 1.00$$

$$s_q = 1 + B \cdot \tan \varphi' / L^*$$

$$s_q = 1.00$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \cdot B^* / L^*$$

$$s_\gamma = 1.00$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 0.00 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 0.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 0.00 \quad m = 2.00 \quad (-)$$

(m=2 nel caso di fondazione nastriforme e m=(m_bsin²θ+m_lcos²θ) in tutti gli altri casi)

$$i_q = (1 - H/(N + B \cdot L^* \cdot c' \cdot \cotg \varphi'))^m$$

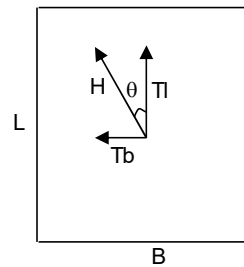
$$i_q = 1.00$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_q - 1)$$

$$i_c = 1.00$$

$$i_\gamma = (1 - H/(N + B \cdot L^* \cdot c' \cdot \cotg \varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 1.00$$



d_c, d_q, d_γ : fattori di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_q = 1 + 2 D \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 / B^*$

per $D/B^* > 1$; $d_q = 1 + (2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2) \cdot \arctan (D / B^*)$

$$d_q = 1.26$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$d_c = 1.27$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

b_c, b_q, b_γ : fattori di inclinazione base della fondazione

$$b_q = (1 - \beta_f \tan\phi')^2 \quad \beta_f + \beta_p = \quad 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = \quad 1.00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan\phi')$$

$$b_c = \quad 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = \quad 1.00$$

g_c, g_q, g_γ : fattori di inclinazione piano di campagna

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2 \quad \beta_f + \beta_p = \quad 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = \quad 1.00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan\phi')$$

$$g_c = \quad 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = \quad 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = \quad 411.31 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = \quad 136.15 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Coefficiente di sicurezza

$$F_s = q_{lim} / q = \quad 3.02$$

11. EDIFICIO COMANDI PER SE DI TRASFORMAZIONE

11.1. Modello di calcolo

La struttura è stata schematizzata con un programma agli elementi finiti modellandola attraverso un *telaio spaziale*: pilastri e travi sono stati schematizzati con elementi "beam", di rigidezza nota. Per quanto riguarda i pilastri, sono stati modellati al piede con un vincolo di incastro, mentre le travi sono state schematizzate come elementi doppiamente appoggiati (*applicando dei rilasci al momento flettente alle estremità – "beam end release"*).

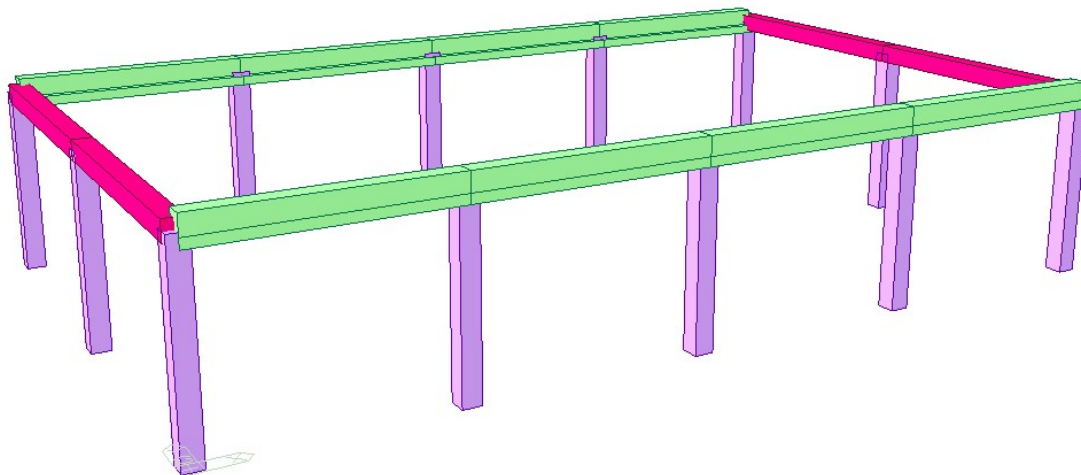
Ove è presente del getto integrativo si crea un diaframma di piano rigido: è stato considerato un vincolo di "*rigid floor diaphragm*". Per quanto concerne i tamponamenti perimetrali sono stati considerati non strutturali, considerandoli solo come masse sismiche appese alla struttura principale.

Le combinazioni di carico analizzate contemplano una analisi in cui si è operata l'addizione lineare degli effetti dovuti a:

- pesi verticali strutturali;
- sovraccarichi accidentali;
- azione del vento;
- azione sismica.

Gli effetti sismici sono stati valutati mediante un'analisi dinamica della struttura.

Le caratteristiche meccaniche assunte per i materiali ai fini delle verifiche di resistenza sono in accordo con le prescrizioni del DM 2018 (*vd. paragrafo relativo alle caratteristiche meccaniche dei materiali*).



Modello FEM in MidasGen

11.2. Verifica regolarità struttura

Per quanto riguarda gli edifici, una costruzione è **regolare in pianta** se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:

- a. la distribuzione di masse e rigidzze è approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali e la forma in pianta è compatta, ossia il contorno di ogni orizzontamento è convesso; il requisito può ritenersi soddisfatto, anche in presenza di rientranze in pianta, quando esse non influenzano significativamente la rigidzza nel piano dell'orizzontamento e, per ogni rientranza, l'area compresa tra il perimetro dell'orizzontamento e la linea convessa circoscritta all'orizzontamento non supera il 5% dell'area dell'orizzontamento;
- b. il rapporto tra i lati del rettangolo circoscritto alla pianta di ogni orizzontamento è inferiore a 4;
- c. ciascun orizzontamento ha una rigidzza nel proprio piano tanto maggiore della corrispondente rigidzza degli elementi strutturali verticali da potersi assumere che la sua deformazione in pianta influenzi in modo trascurabile la distribuzione delle azioni sismiche tra questi ultimi e ha resistenza sufficiente a garantire l'efficacia di tale distribuzione.

Sempre riferendosi agli edifici, una costruzione è **regolare in altezza** se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:

- d. tutti i sistemi resistenti alle azioni orizzontali si estendono per tutta l'altezza della costruzione o, se sono presenti parti aventi differenti altezze, fino alla sommità della rispettiva parte dell'edificio;
- e. massa e rigidzza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25%, la rigidzza non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidzza si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. o di pareti e nuclei in muratura di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base;
- f. il rapporto tra la capacità e la domanda allo SLV non è significativamente diverso, in termini di resistenza, per orizzontamenti successivi (tale rapporto, calcolato per un generico orizzontamento, non deve differire più del 30% dall'analogo rapporto calcolato per l'orizzontamento adiacente); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti;
- g. eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengano con continuità da un orizzontamento al successivo; oppure avvengano in modo che il rientro di un orizzontamento non superi il 10% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante, né il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro orizzontamenti, per il quale non sono previste limitazioni di restringimento.

Qualora, immediatamente al di sopra della fondazione, sia presente una struttura scatolare rigida, purché progettata con comportamento non dissipativo, i controlli sulla regolarità in altezza possono essere riferiti alla sola struttura soprastante la scatolare, a condizione che quest'ultima abbia rigidzza rispetto alle azioni orizzontali significativamente maggiore di quella della struttura ad essa soprastante. Tale condizione si può ritenere soddisfatta se gli spostamenti della struttura soprastante la scatolare, valutati su un modello con incastri al piede, e gli spostamenti della struttura soprastante, valutati tenendo conto anche della deformabilità della struttura scatolare, sono sostanzialmente coincidenti.

La struttura in esame risulta essere regolare in pianta ed in altezza. Di seguito si riportano le verifiche condotte.

	Load Case	Story	Level (m)	Story Height (m)	Story Weight (kN)	Adjacent Story Weight		Story Weight Ratio	Story Drift Angle Ratio	Remark
						1.25M(Lower) (kN)	0.75M(Lower) (kN)			
▶	Ex	Roof	4.00	0.00	3115.000	0.000	0.000	0.000	0.000	Regular
	Ex	1F	0.00	4.00	604.800	0.000	0.000	0.000	0.000	Regular
	Ey	Roof	4.00	0.00	3115.000	0.000	0.000	0.000	0.000	Regular
	Ey	1F	0.00	4.00	604.800	0.000	0.000	0.000	0.000	Regular

Verifica regolarità in termini di massa

	Story	Level (m)	Translational Mass		Rotational Mass (kN/g*m ²)	Rx (EI.Radius)		r ² /Is ²		Check (=1)	
			X-DIR (kN/g)	Y-DIR (kN/g)		X (m)	Y (m)	X	Y	X	Y
▶	Roof	4.00	317.53312946	317.53312946	24409.7445	9.33	9.34	1.1329	1.1351	Regular	Regular

Verifica regolarità in pianta

	Load Case	Story	Level (m)	Story Height (m)	Story Drift (m)	Story Shear Force (kN)	Story Stiffness	Lower Story Stiffness		Story Stiffness Ratio	Story Drift Angle Ratio	Remark
								1.1K (Lower)	0.7K (Lower)			
▶	Ex	1F	0.00	4.00	0.0144	623.00	277.55	0.00	0.00	0.000	0.000	Regular
	Ey	1F	0.00	4.00	0.0144	623.00	277.55	0.00	0.00	0.000	0.000	Regular

Verifica regolarità in termini di rigidezza – DIREZIONE X

	Load Case	Story	Level (m)	Story Height (m)	Story Drift (m)	Story Shear Force (kN)	Story Stiffness	Lower Story Stiffness		Story Stiffness Ratio	Story Drift Angle Ratio	Remark
								1.1K (Lower)	0.7K (Lower)			
▶	Ex	1F	0.00	4.00	0.0144	623.00	277.55	0.00	0.00	0.000	0.000	Regular
	Ey	1F	0.00	4.00	0.0144	623.00	277.55	0.00	0.00	0.000	0.000	Regular

Verifica regolarità in termini di rigidezza – DIREZIONE Y

11.3. Tipologia strutturale

Di seguito si mostra la verifica condotta per controllare la tipologia strutturale del manufatto in esame secondo quanto definito dalla Normativa al §7.4.3.1.

LINEAR SUMMATION OF STORY SHEAR FORCE										
1F		Ex	Frame(Beam)		0.00	623.0000	1.00	90.00	623.0000	1.00
1F		Ex	Sum		0.00	623.0000		90.00	623.0000	
1F		Ey	Frame(Beam)		0.00	623.0000	1.00	90.00	623.0000	1.00
1F		Ey	Sum		0.00	623.0000		90.00	623.0000	

In direzione X la struttura risulta essere: **STRUTTURE CON PILASTRI INCASTRATI E ORIZZONTAMENTI INCERNIERATI AD ESSI.**

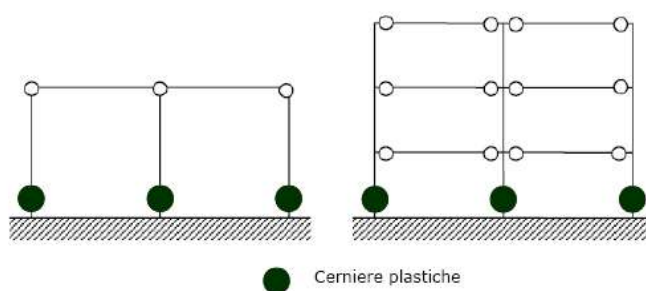
In direzione Y la struttura risulta essere: **STRUTTURE CON PILASTRI INCASTRATI E ORIZZONTAMENTI INCERNIERATI AD ESSI.**

11.4. Progetto degli elementi strutturali e dei collegamenti

Il nodo **trave-pilastro** è un collegamento a cerniera: le travi prefabbricate sono connesse ai pilastri tramite spinotti in acciaio, dimensionati secondo le regole relativi ai "collegamenti TIPO A" di cui al paragrafo §7.4.5.2 delle NTC-18 (collegamenti in zone non dissipative). I collegamenti tra gli elementi garantiscono la congruenza degli spostamenti ed il trasferimento delle forze orizzontali nella situazione sismica.

Ciò vale anche per le connessioni tra gli elementi secondari di impalcato e le travi portanti, collegati tramite il getto integrativo.

In tale sistema strutturale di "**PILASTRI INCASTRATI E ORIZZONTAMENTI INCERNIERATI**" le zone al piede dei pilastri (*incastrati*) rappresentano le uniche regioni dissipative, queste ultime dimensionate secondo i criteri dei "collegamenti TIPO B" di cui al paragrafo §7.4.5.2.1 di NTC-18 (*collegamenti zone dissipative*).



Zone dissipative nei telai con unioni a cerniera.

11.5. Progetto delle travi

Non essendo sede di dissipazione energetica sotto i carichi sismici, svolgono solamente la funzione di bielle.

$$V_{Ed} = V_{Ed,analisi}$$

Non si applicano le prescrizioni del Cap. 7 delle NTC, ma si fa riferimento esclusivamente al Cap.4.

11.5.1. Progetto dei pilastri

Trattandosi di travi incernierate ai pilastri, non ha senso verificare che la resistenza del pilastro sia maggiore di quella della trave, per cui si ha:

$$M_{Ed} = M_{Ed,analisi}$$

11.5.2. Collegamento trave-pilastro

In un tale schema strutturale il nodo in oggetto non costituisce una zona critica di dissipazione: pertanto tale connessione appartiene ad un collegamento tipo fisso, secondo quanto previsto al punto 7.4.5.2 NTC-18. Il dimensionamento delle connessioni in testa

avviene applicando il **CAPACITY DESIGN** ovvero il collegamento viene sovradimensionato per poter permettere la formazione di un meccanismo plastico alla base, che in tale tipologia strutturale rappresenta l'unica zona critica di dissipazione.

Pertanto, tali collegamenti sono calcolati in funzione del momento resistente alla base dei pilastri.

11.5.3. Collegamento alla base dei pilastri

Per le strutture a pilastri incastrati e orizzontamenti incernierati si fa riferimento a quanto indicato in 7.4.5.2.1 DI NTC 2018

STRUTTURE A PILASTRI INCASTRATI ALLA BASE E ORIZZONTAMENTI AD ESSI INCERNIERATI

I collegamenti ad appoggio mobile sono consentiti per le sole strutture monopiano e devono essere dimensionati come indicato al § 7.2.2.

In aggiunta alle precedenti regole generali, nelle strutture a comportamento dissipativo si applicano anche le seguenti regole specifiche.

Per le strutture monopiano, la resistenza a taglio dei collegamenti a cerniera non deve essere inferiore alla forza orizzontale necessaria per indurre nella sezione di base del pilastro un momento flettente pari al momento resistente ultimo, moltiplicata per un fattore di sovraresistenza γ_{Rd} di cui alla Tab. 7.2.I.

Per le strutture pluripiano, i collegamenti a cerniera devono essere dimensionati nei confronti della forza di piano in equilibrio con il diagramma del taglio risultante dalle indicazioni fornite nella sezione "Pilastri" del § 7.4.5.3.

Al Par. §7.2.2 si specifica quanto segue: *"La domanda di resistenza valutata con i criteri della progettazione in capacità può essere assunta non superiore alla domanda di resistenza valutata per il caso di comportamento strutturale non dissipativo. Le strutture di fondazione e i relativi elementi strutturali devono essere progettati sulla base della domanda ad essi trasmessa dalla struttura sovrastante (si veda § 7.2.5) attribuendo loro comportamento strutturale non dissipativo, indipendentemente dal comportamento attribuito alla struttura su di essi gravante".*

Nel caso in esame viene pertanto preso come taglio di progetto quello di analisi non dissipativo.

Tab. 7.2.I - Fattori di sovrarresistenza γ_{Ra} (fra parentesi quadre è indicato il numero dell'equazione corrispondente)

Tipologia strutturale	Elementi strutturali	Progettazione in capacità	γ_{Ra}	
			CD"A"	CD"B"
C.a. gettata in opera	Travi (§ 7.4.4.1.1)	Taglio	1,20	1,10
	Pilastrì (§ 7.4.4.2.1)	Pressoflessione [7.4.4]	1,30	1,30
		Taglio [7.4.5]	1,30	1,10
	Nodi trave-pilastro (§ 7.4.4.3.1)	Taglio [7.4.6-7, 7.4.11-12]	1,20	1,10
	Pareti (§ 7.4.4.5.1)	Taglio [7.4.13-14]	1,20	-
C.a. prefabbricata a struttura intelaiata	Collegamenti di tipo a) (§ 7.4.5.2.1)	Flessione e taglio	1,20	1,10
	Collegamenti di tipo b) (§ 7.4.5.2.1)	Flessione e taglio	1,35	1,20
C.a. prefabbricata con pilastri incastrati alla base e orizzontamenti incernierati	Collegamenti di tipo fisso (§ 7.4.5.2.1)	Taglio	1,35	1,20
Acciaio	Si impiega il fattore di sovrarresistenza γ_{ov} definito al § 7.5.1			
	Colonne (§ 7.5.4.2)	Pressoflessione [7.5.10]	1,30	1,30
Composta acciaio-calcestruzzo	Si impiega il fattore di sovrarresistenza γ_{ov} definito al § 7.5.1			
	Colonne (§ 7.6.6.2)	Pressoflessione [7.6.7]	1,30	1,30
Legno	Collegamenti		1,60	1,30
Muratura armata con progettazione in capacità	Pannelli murari (§ 7.8.1.7)	Taglio	1,50	
Ponti	Si impiegano i fattori di sovrarresistenza definiti al § 7.9.5			

Inoltre, per assicurare l'efficacia della dissipazione nelle sezioni dei pilastri allo spiccato delle fondazioni, è richiesta la verifica di duttilità, indipendentemente dai particolari costruttivi adottati, senza poter far ricorso al [7.4.29] di cui al §7.4.6.2.2: la domanda di duttilità in curvatura nelle zone dissipative può essere valutata in via approssimativa come:

$$\mu_{\phi} = \begin{cases} 1,2 (2q_0 - 1) & \text{per } T_1 \geq T_c \\ 1,2 \left[1 + 2(q_0 - 1) \frac{T_c}{T_1} \right] & \text{per } T_1 < T_c \end{cases}$$

ove T_1 è il periodo proprio fondamentale della struttura.

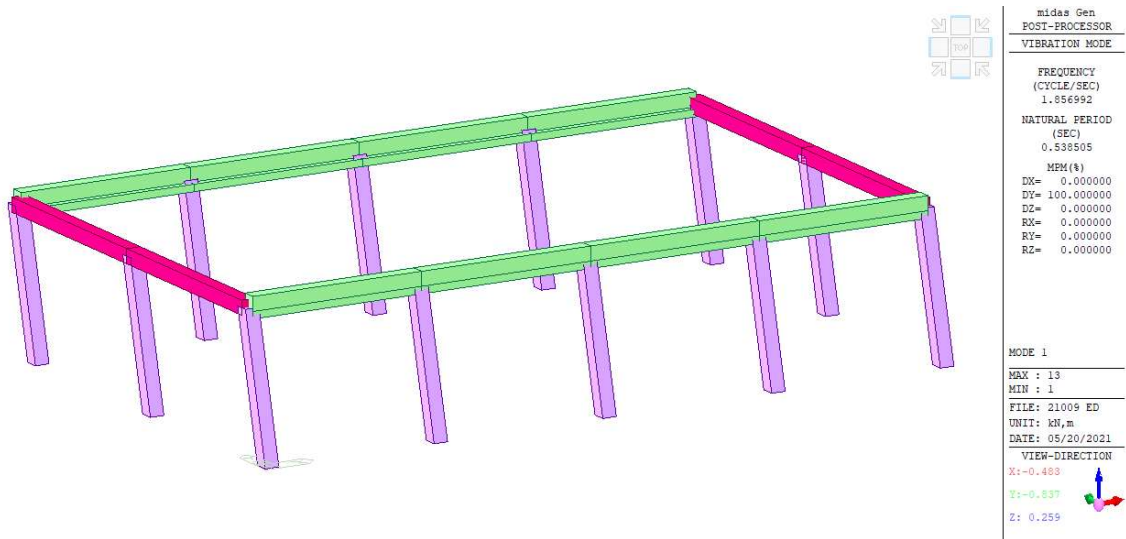
Le prescrizioni relative alla duttilità ed alla dissipazione di energia NON vengono applicate in caso di comportamento della struttura non-dissipativo ($q \leq 1.5$), secondo §7.3.6.1.

11.6. Analisi modale

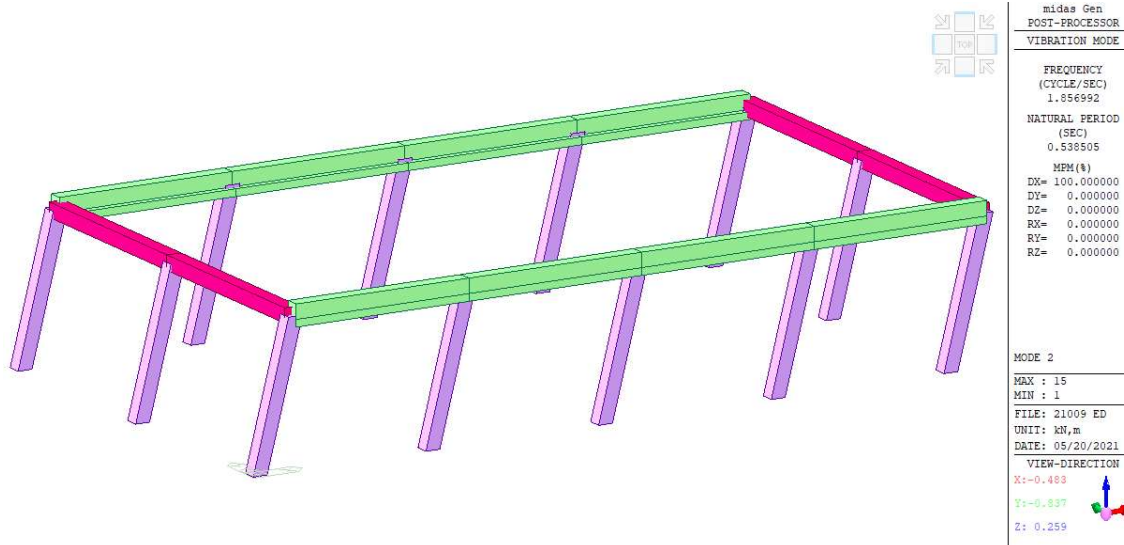
Di seguito si mostrano le frequenze ed i periodi associati ai modi di vibrare della struttura in esame.

Node	Mode	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ						
EIGENVALUE ANALYSIS													
	Mode No	Frequency		Period	Tolerance								
		(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)									
	1	11.6678	1.8570	0.5385	9.1378e-028								
	2	11.6678	1.8570	0.5385	9.1378e-028								
	3	13.7683	2.1910	0.4564	9.1378e-028								
	4	575.4159	91.5803	0.0109	9.1378e-028								
	5	575.4159	91.5803	0.0109	9.1378e-028								
	6	575.4159	91.5803	0.0109	9.1378e-028								
	7	575.4159	91.5803	0.0109	9.1378e-028								
	8	575.4159	91.5803	0.0109	9.1378e-028								
	9	575.4159	91.5803	0.0109	9.1378e-028								
MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT													
	Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
		MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
	1	0.0000	0.0000	100.0000	100.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	2	100.0000	100.0000	0.0000	100.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	3	0.0000	100.0000	0.0000	100.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	100.0000	100.0000
	4	0.0000	100.0000	0.0000	100.0000	0.7385	0.7385	23.9174	23.9174	0.1183	0.1183	0.0000	100.0000
	5	0.0000	100.0000	0.0000	100.0000	0.0125	0.7510	7.4358	31.3532	0.0001	0.1184	0.0000	100.0000
	6	0.0000	100.0000	0.0000	100.0000	5.4954	6.2464	3.8838	35.2370	3.5506	3.6689	0.0000	100.0000
	7	0.0000	100.0000	0.0000	100.0000	0.8710	7.1173	0.8418	36.0788	11.3915	15.0605	0.0000	100.0000
	8	0.0000	100.0000	0.0000	100.0000	1.1916	8.3089	23.6852	59.7440	0.7468	15.8073	0.0000	100.0000
	9	0.0000	100.0000	0.0000	100.0000	46.5380	54.8469	3.6156	63.3595	1.0290	16.8383	0.0000	100.0000
	Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
		MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM
	1	0.0000	0.0000	317.5331	317.5331	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	2	317.5331	317.5331	0.0000	317.5331	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	3	0.0000	317.5331	0.0000	317.5331	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	24409.74	24409.74
	4	0.0000	317.5331	0.0000	317.5331	0.3541	0.3541	345.5888	345.5888	3.0793	3.0793	0.0000	24409.74
	5	0.0000	317.5331	0.0000	317.5331	0.0060	0.3801	107.4408	453.0274	0.0019	3.0812	0.0000	24409.74
	6	0.0000	317.5331	0.0000	317.5331	2.6351	2.9952	56.1172	509.1446	92.4379	95.5191	0.0000	24409.74
	7	0.0000	317.5331	0.0000	317.5331	0.4176	3.4128	12.1638	521.3084	296.5748	392.0939	0.0000	24409.74
	8	0.0000	317.5331	0.0000	317.5331	0.5714	3.9842	341.9419	883.2503	19.4437	411.5376	0.0000	24409.74
	9	0.0000	317.5331	0.0000	317.5331	22.3155	26.2997	52.2420	915.4924	26.7906	438.3282	0.0000	24409.74

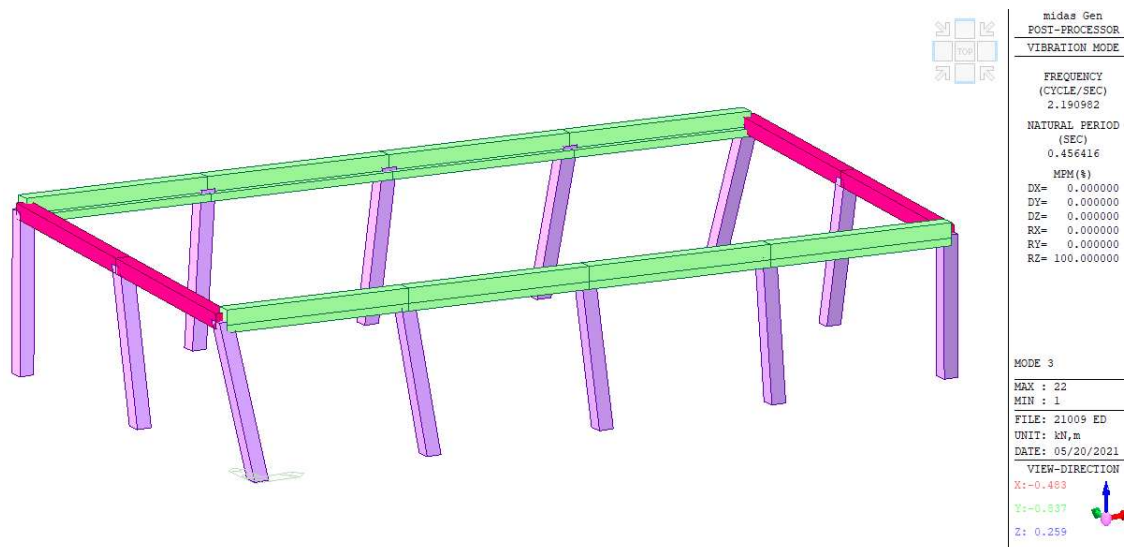
A titolo esemplificativo si riportano rispettivamente il primo modo di vibrare (TRASLAZIONE Y), il secondo modo di vibrare (TRASLAZIONE X) ed il terzo modo di vibrare (ROTAZIONALE).



Modo di vibrare 1



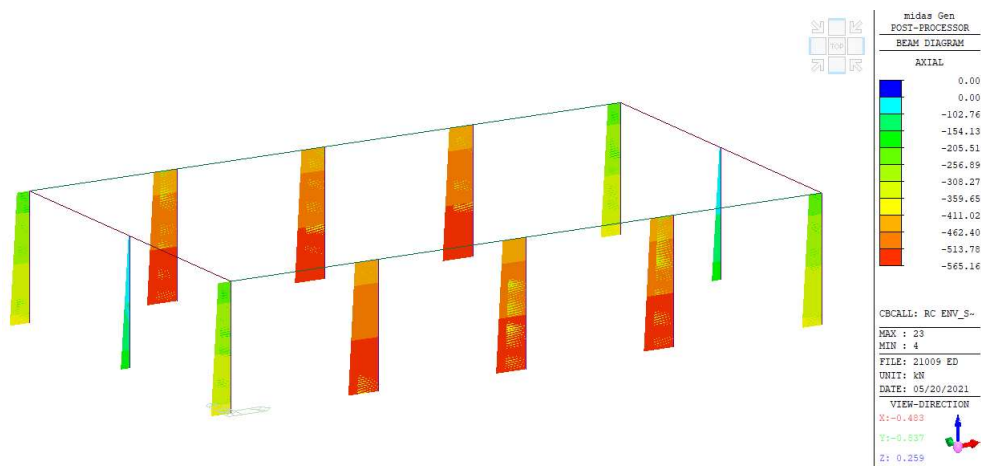
Modo di vibrare 2



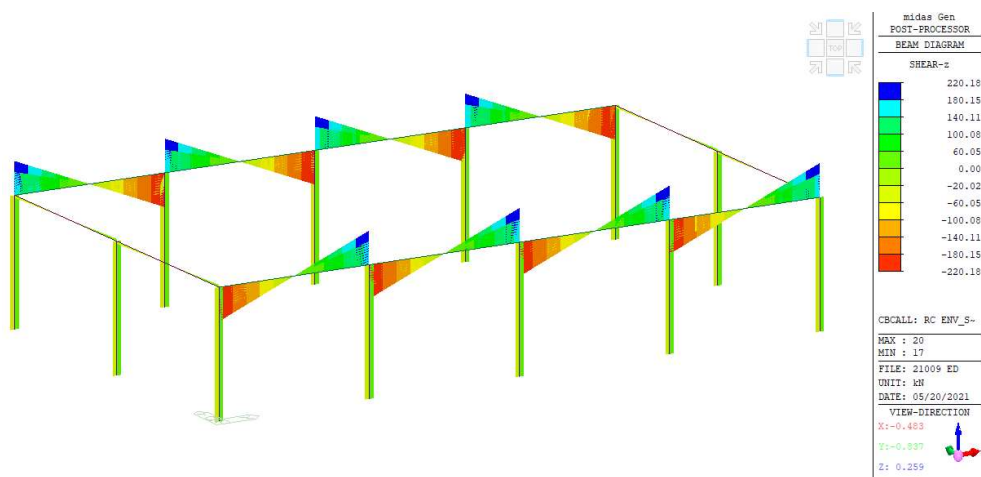
Modo di vibrare 3

11.7. Sollecitazioni

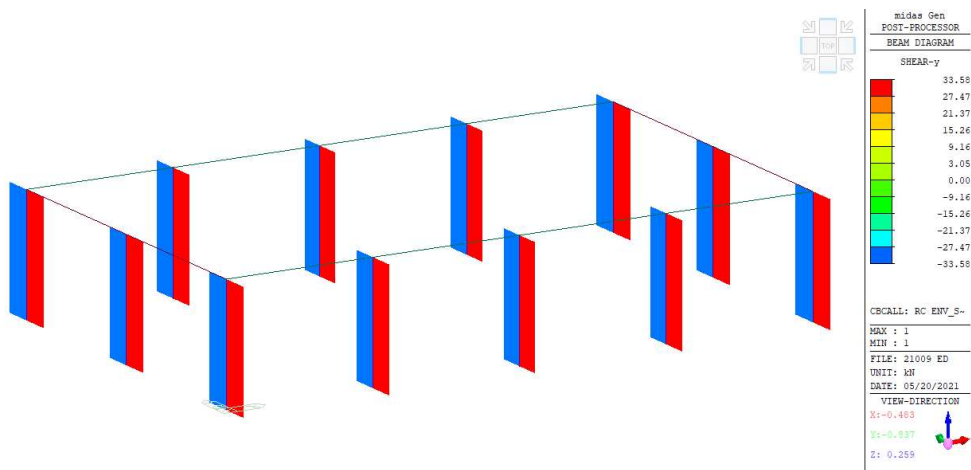
Si riportano i diagrammi delle sollecitazioni dall'involuppo globale (SLU+SLV) per gli elementi strutturali dell'edificio.



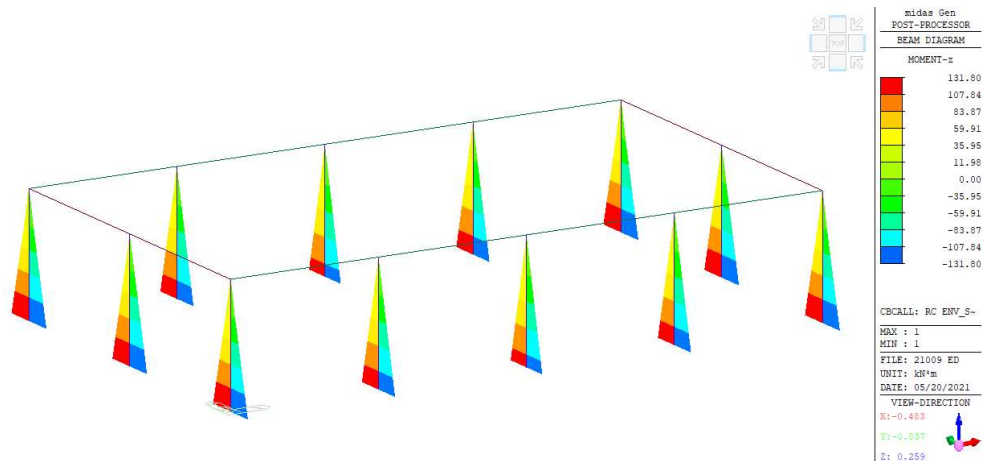
Involuppo SLU/SLV, sforzo normale pilastri



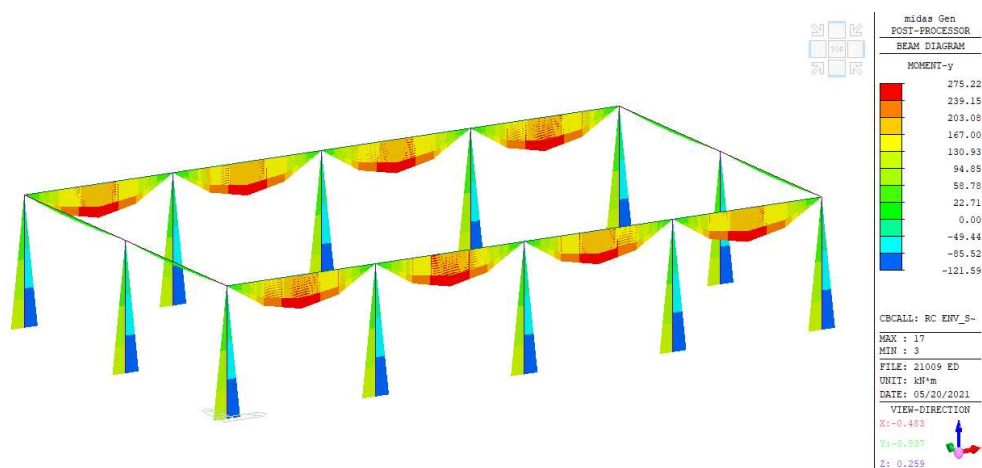
Involuppo SLU/SLV, taglio Fz



Involuppo SLU/SLV, taglio Fy



Inviluppo SLU/SLV, momento flettente M_z



Inviluppo SLU/SLV, momento flettente M_y

11.8. Verifiche strutturali

11.8.1. Solaio

Il solaio del magazzino è del tipo alveolare con soletta pari a 5 cm. La luce di calcolo è pari a circa $L = 11,80 m$.

Il carico allo SLU che deve sostenere il solaio risulta pari a:

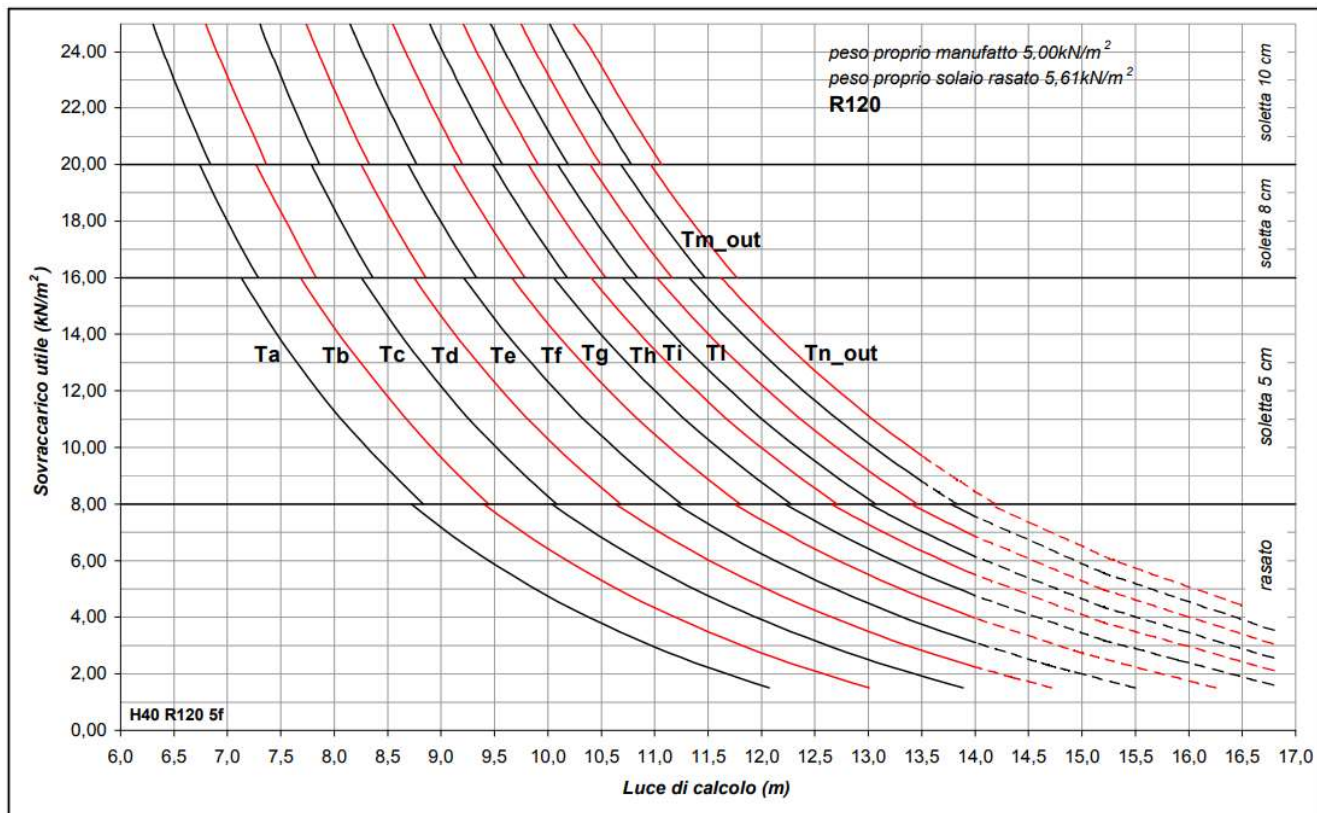
- peso proprio, pari a $5,00 kN/mq$;
- peso cappa superiore di spessore 5 cm, pari a $1,25 kN/mq$;
- peso del massetto delle pendenze, coibentazione, impianti e varie, pari a $2,80 kN/mq$;
- carico accidentale della neve, pari a $1,08 kN/mq$.

Il carico q risulta pari a:

$$q_{SLU} = 1,3 \cdot \left[5,00 \frac{kN}{mq} + 1,25 \frac{kN}{mq} \right] + \left[1,5 \cdot 2,80 \frac{kN}{mq} \right] + \left[1,5 \cdot 1,08 \frac{kN}{mq} \right] = 13,945 \frac{kN}{mq}$$

Si è scelto un solaio alveolare H40+5 cm di soletta, armato come specifica di seguito riportata (evidenziata in rosso).

CARATTERISTICHE DEL MANUFATTO - Serie ANTINCENDIO (riferite all'interasse pannello)															
H40 R 5f	Tipo	Ta	Tb	Tc	Td	Te	Tf	Tg	Th	Ti	Tl	Tm_out	Tn_out		
Armatura di precompressione	tracce superiori	6 3x3	6 3x3	6 3x3	6 3x3	6 3x3	6 3x3	6 3x3	6 3x3	4 3x3 - 2 3/8"	4 3x3 - 2 3/8"	4 3x3 - 2 3/8"	4 3x3 - 2 3/8"		
	Area	mm ²	127	127	127	127	127	127	127	189	189	189	189		
	tracce inferiori	2 3/8" - 4 1/2"	6 1/2"	4 1/2" - 2 6/10"	2 1/2" - 4 6/10"	6 6/10"	4 1/2" - 4 6/10"	2 1/2" - 6 6/10"	8 6/10"	4 1/2" - 6 6/10"	2 1/2" - 8 6/10"	10 6/10"	4 1/2" - 8 6/10"		
	Area	mm ²	476	558	650	742	834	928	1020	1112	1206	1298	1390	1484	
Area ideale	A _i	mm ²	233686	234178	234730	235282	235834	236398	236950	237502	238436	238988	239540	240104	
Dist. baricentro lembo sup.	y _s	mm	204	204	204	205	205	205	206	206	206	206	207	207	
Momento d'inerzia	J	mm ⁴	4546270812	4556785793	4568530618	4580220334	4591855327	4603687133	4615212659	4626684610	4649827148	4661235253	4672590780	4684139238	
Tensioni di precompressione a caduta esaurite	lembo superiore	α _{ops}	N/mm ²	-0.50	-0.30	-0.08	0.15	0.37	0.59	0.80	1.00	0.40	0.60	0.79	0.98
	lembo inferiore	α _{opi}	N/mm ²	-5.17	-6.12	-7.16	-8.20	-9.23	-10.26	-11.19	-12.05	-12.77	-13.58	-14.37	-15.14

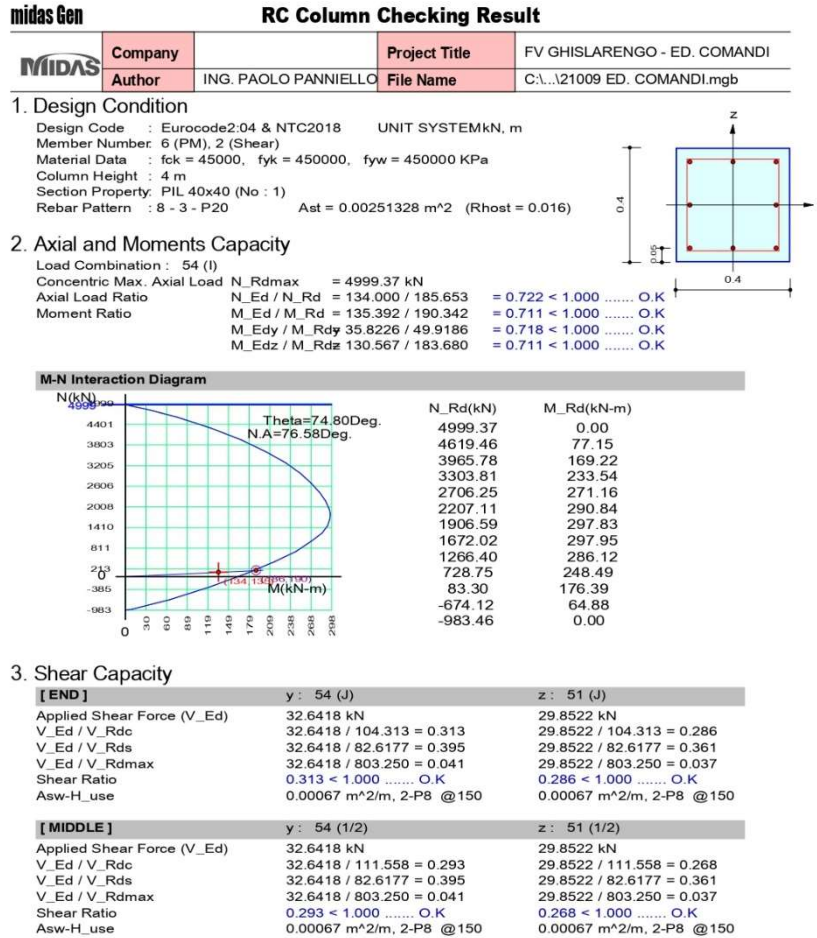


11.8.2. Pilastri

Si riportano di seguito gli output di verifica dei pilastri.

Tali elementi sono armati con:

- **PILASTRI 40x40:** 8 ϕ 20 – staffe 8/15.



11.8.3. Collegamento alla base del pilastro

Segue la verifica del collegamento al piede dei pilastri per la combinazione di carico più gravosa [envelope SLU+SLV].

Il collegamento sarà garantito per mezzo di barre in acciaio B450C inserite in tubi zigrinati $\Phi 100$.

In ogni tubo saranno presenti n.2 $\Phi 20$. Il tubo sarà riempito con malta ad alta resistenza tipo EMACO S55.

Verifica C.A. S.L.U. - File: 21009 VERIFICA BASE PILASTRO 40x40

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

N° Vertici Zoom N° barre Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	40	0
3	40	40
4	0	40

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
2	6,28	20	8
3	6,28	32	8
4	6,28	8	20
5	6,28	32	20
6	6,28	8	32
7	6,28	20	32

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 0 kNm
 M_{yEd} 0

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

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

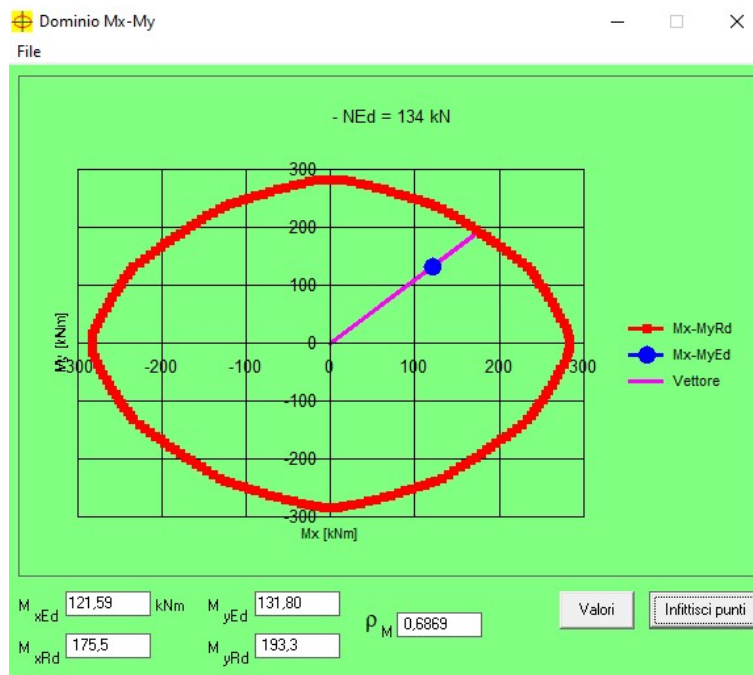
Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.
 Calcola MRD Dominio Mx-My

Materiali
 B450C C45/55
 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} % $\sigma_{c,adm}$
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² T_{co}
 τ_{c1}

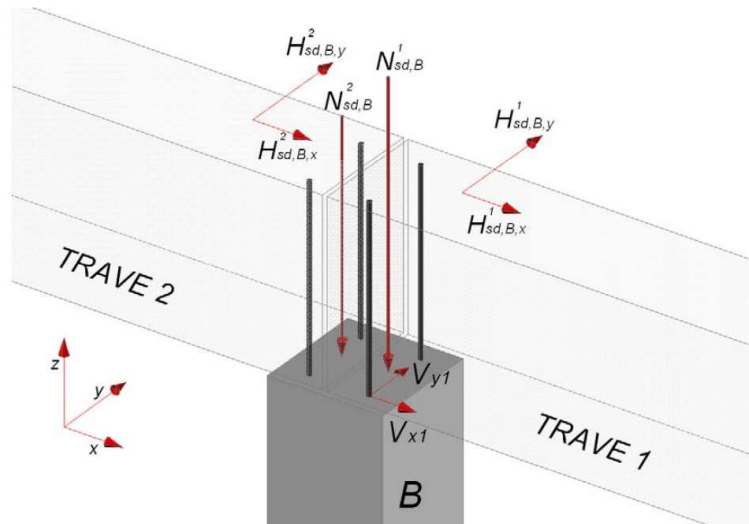
M_{xRd} kN m
 M_{yRd} kN m
 σ_c N/mm²
 ϵ_c %
 ϵ_s %
 d cm
 x x/d
 δ

angolo asse neutro θ°
 Precompresso



11.8.4. Verifica spinotto [collegamento trave – pilastro]

In una struttura intelaiata con travi incernierate ai pilastri, il nodo trave-pilastro non costituisce una zona critica di dissipazione: si tratta quindi di un collegamento di TIPO "A" (NTC punto 7.4.5.2). Il collegamento dovrà essere tale da garantire la formazione di un meccanismo plastico alla base del pilastro. Nella configurazione della figura seguente, nella quale è rappresentato il vincolo tra una trave di copertura e un pilastro di un edificio prefabbricato monopiano, si dovranno dimensionare le connessioni, realizzate, ad esempio, con elementi metallici quali spinotti o barre, in funzione del momento resistente alla base del pilastro.



La connessione dovrà inoltre resistere alle sollecitazioni locali di calcolo.

Possiamo pensare che la forza di taglio si distribuisca tra le due connessioni in maniera proporzionale alle sollecitazioni agenti derivate dal calcolo $H_{sd,B,x}^1$ e $H_{sd,B,x}^2$ in direzione x e $H_{sd,B,y}^1$ e $H_{sd,B,y}^2$ in direzione y sulle due travi o, più semplicemente, in proporzione alle reazioni vincolari $N_{sd,B}^1$, $N_{sd,B}^2$ in direzione z: le azioni sismiche orizzontali aumentano infatti al crescere dei carichi verticali agenti sugli elementi. Ciascuno dei due spinotti della trave 1 sarà allora soggetto alle forze taglianti:

$$V_{x,1} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{Rd,x,pil}}{H_{pil}} \cdot \frac{N_{sd,B}^1}{n_{spinotti} (N_{sd,B}^1 + N_{sd,B}^2)}$$

$$V_{y,1} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{Rd,y,B}}{H_{pil} + H_{tr}} \cdot \frac{N_{sd,B}^1}{n_{spinotti} (N_{sd,B}^1 + N_{sd,B}^2)}$$

dove:

- $M_{Rd,x,pil}$ e $M_{Rd,y,pil}$ sono i momenti resistenti della sezione di base del pilastro rispettivamente in direzione x e y;
- H_{pil} e H_{tr} sono l'altezza rispettivamente del pilastro e della trave.

La formulazione della CNR, proposta da Rasmussen nel 1963, per il calcolo della resistenza della connessione spinottata è la seguente:

$$V_{Rd,spinotto} = c \cdot d_b^2 \sqrt{f_{yd} \cdot f_{cd}}$$

in cui:

- c è pari a 1.2;
- d_b è il diametro della barra;
- f_{yd} è la tensione di snervamento di progetto dell'acciaio;
- f_{cd} è la resistenza a compressione di progetto del calcestruzzo.

Quando la barra agisce contro il copriferro di calcestruzzo e questo è minore di sei/nove volte il diametro della barra, il meccanismo spinotto diviene un meccanismo calcestruzzo; possono aversi spaccature del calcestruzzo laterali o inferiori (*in termini anglosassoni side splitting o bottom splitting rispettivamente*) in funzione del valore del rapporto tra il copriferro laterale e quello nella direzione dell'azione (inferiore). Per grandi valori di tale rapporto si ha lo spacco inferiore (bottom splitting) e la resistenza della connessione vale:

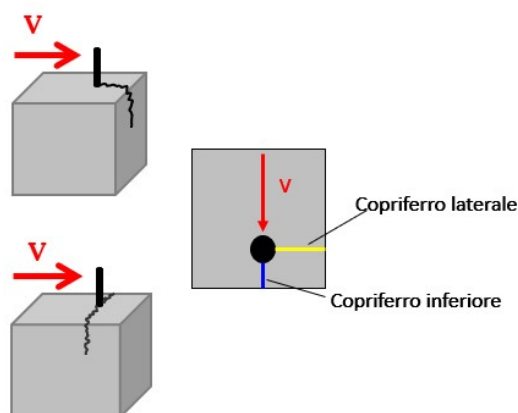
$$V_{Rd,spinotto} = 5 \cdot d_b \cdot c \cdot f_{ct} \cdot \frac{c}{0.66 \cdot c + d_b}$$

in cui c è il copriferro di calcestruzzo nella direzione della forza ed f_{ct} è la resistenza a trazione del cls.

Invece, per piccoli valori di tale rapporto, avviene lo spacco laterale (side splitting) e la massima forza dello spinotto è data dall'equazione:

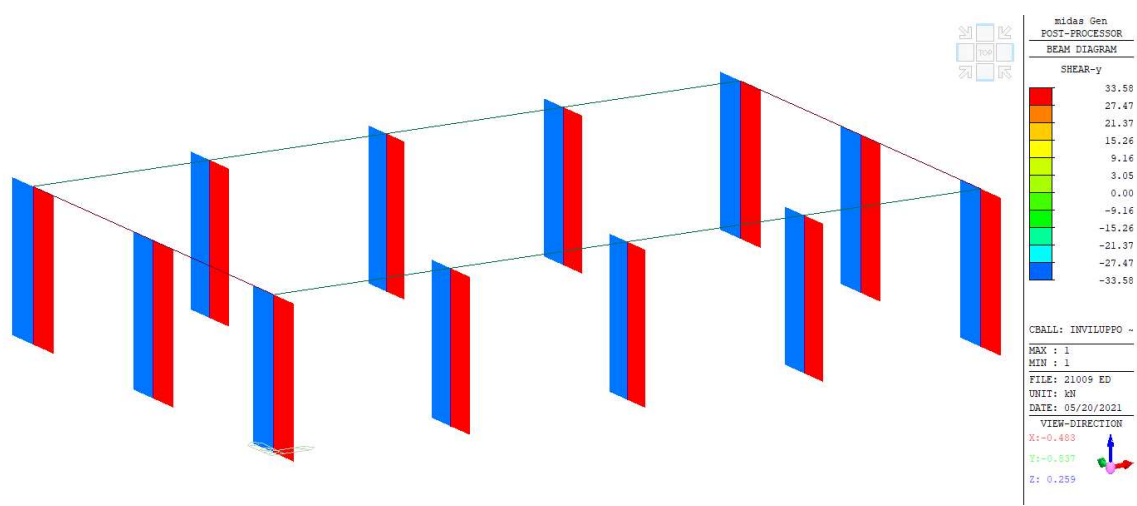
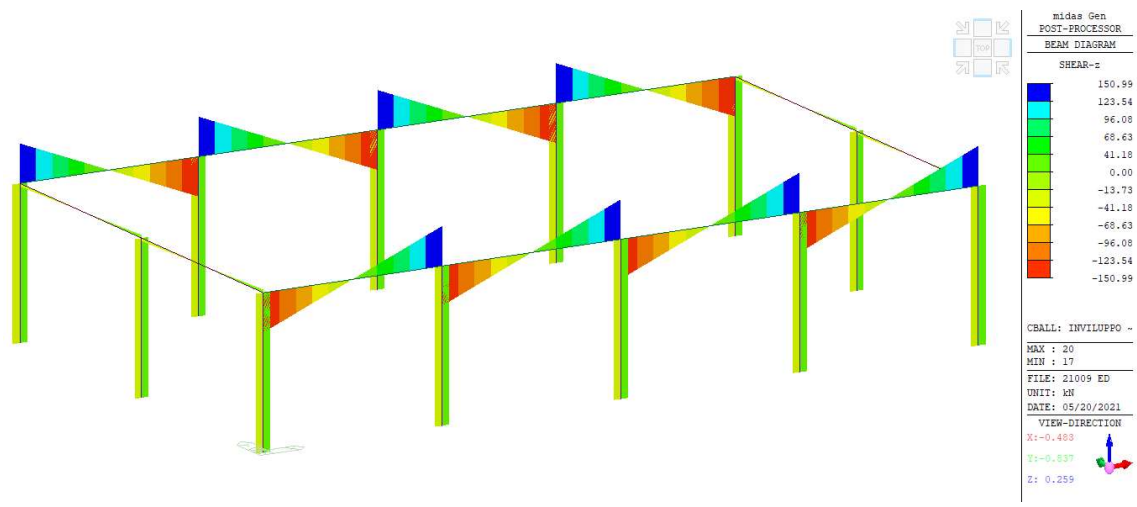
$$V_{Rd,spinotto} = 2 \cdot d_b \cdot b_{ct} \cdot f_{ct}$$

in cui



in cui b_{ct} è l'ampiezza netta della sezione ortogonale alla direzione della forza, ovvero pari alla base del pilastro decurtata del diametro degli spinotti utilizzati.

Di seguito si mostrano le sollecitazioni locali della struttura allo SLV.



Il taglio funzione del momento resistente del pilastro risulta pari a:

$$V_{Rd,pil} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{Rd,pil}}{H_{pil}} = 1,20 \cdot \frac{174,9 \text{ kNm}}{4,0 \text{ m}} = 52,47 \text{ kN}$$

11.8.4.1. Verifica spinotto travi L01 [collegamento trave – pilastro]

Per la trave L01 il massimo taglio dovuto alle sollecitazioni locali risulta pari a 150.99 kN.

Si utilizzeranno n.2 Φ 26 come spinotti [utilizzando la formulazione CNR].

CNR – TRAVI L01					
c	d _b	n	f _{cd}	f _{yd}	V _{Rd}
[-]	[mm]	[-]	[MPa]	[MPa]	[kN]
1.2	26	2	25.87	391.30	163.23

11.8.4.2. Verifica spinotto travi Q [collegamento trave – pilastro]

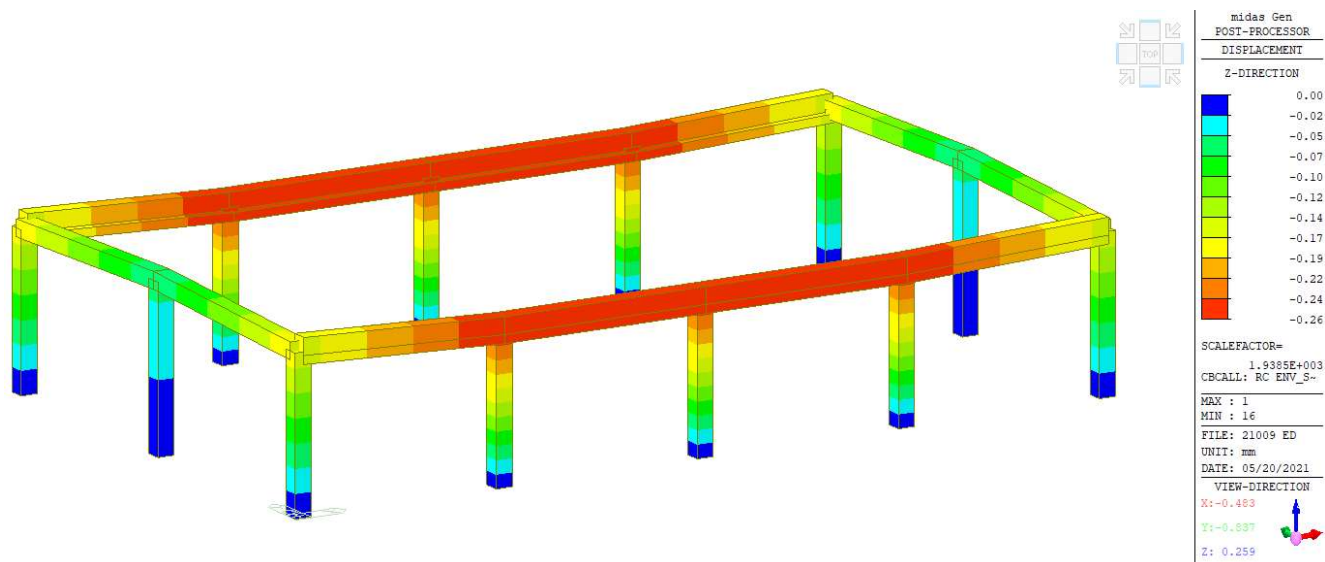
Per la trave L01 il massimo taglio dovuto alle sollecitazioni locali risulta pari a 11.80 kN.

Si utilizzeranno n.2 Φ 26 come spinotti [utilizzando la formulazione CNR].

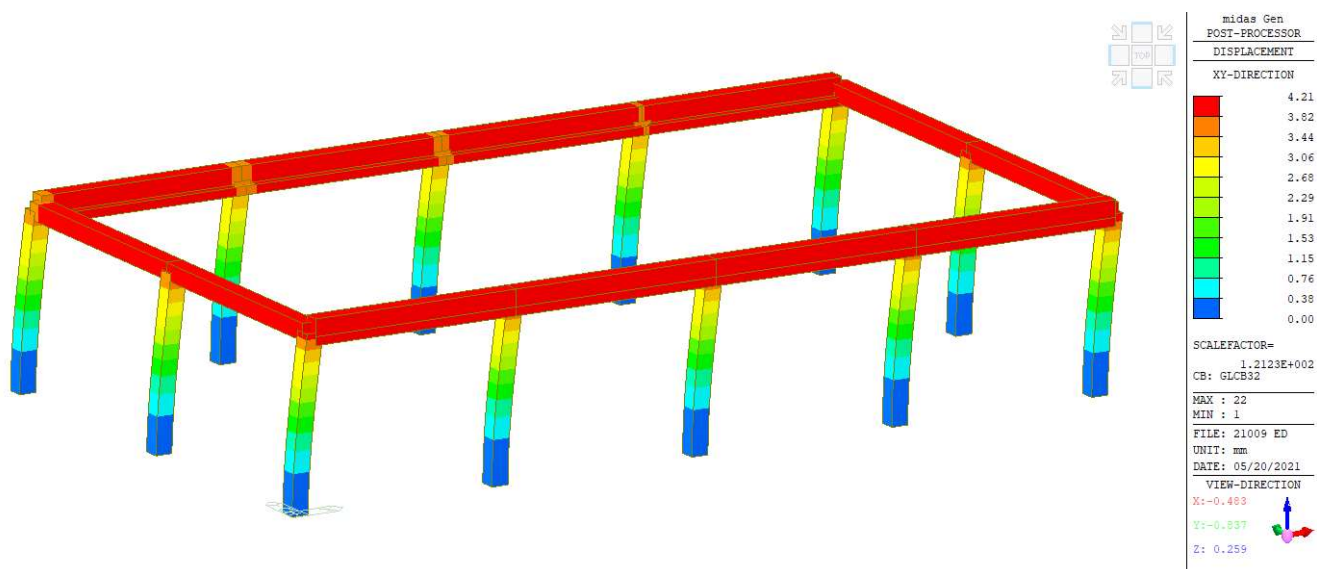
CNR					
c	d _b	n	f _{cd}	f _{yd}	V _{Rd}
[-]	[mm]	[-]	[MPa]	[MPa]	[kN]
1.2	26	2	25.87	391.30	163.23

11.9. Verifiche SLE

La massima freccia per le travi principali risulta pari a 0.26 mm abbondantemente inferiore al limite di $L/250$ pari a 20 mm.



Risulta inoltre opportuno verificare il limite degli spostamenti di interpiano per lo spettro SLO. Nell'ipotesi di considerare i tamponamenti come progettati per non subire danni a seguito di spostamenti di interpiano il limite massimo è fissato pari ad $d_r = \frac{2}{3} 0.0100 H$, ovvero pari a 26.6 mm. Nel caso in esame si sono ottenuti i seguenti spostamenti massimi per le due direzioni.



Risultando gli spostamenti massimi inferiori ai valori limite, la verifica risulta soddisfatta.

11.10. Plinti di fondazione

Le sollecitazioni precedentemente individuate sono state utilizzate per il calcolo della capacità portante dei plinti di fondazione, nonché della loro armatura. Si è scelto di utilizzare plinti $250 \times 250 \times 40$ cm. Il piano di posa si trova a 1,50 m dal piano campagna.

La verifica è stata condotta secondo la combinazione A1 – M1 – R3.

11.10.1. Verifica a carico limite

Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot d_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot g_{\gamma}$$

D = Profondità del piano di appoggio

e_B = Eccentricità in direzione B (e_B = Mb/N)

e_L = Eccentricità in direzione L (e_L = MI/N) (per fondazione nastriforme e_L = 0; L* = L)

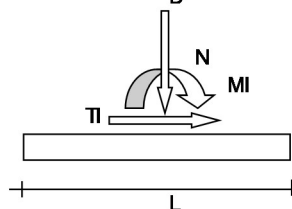
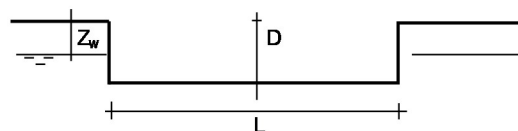
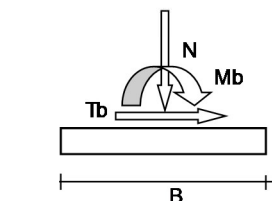
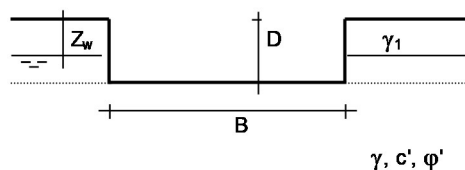
B* = Larghezza fittizia della fondazione (B* = B - 2*e_B)

L* = Lunghezza fittizia della fondazione (L* = L - 2*e_L)

(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

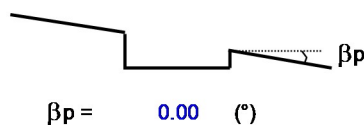
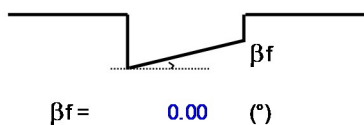
coefficienti parziali

Metodo di calcolo		azioni		proprietà del terreno	
		permanenti	temporanee variabili	tan φ'	c'
Stato limite ultimo	○	1.00	1.30	1.25	1.25
Tensioni ammissibili	○	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dall'utente	⊙	1.00	1.00	1.00	1.00



(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

- B = 2.50 (m)
- L = 2.50 (m)
- D = 1.50 (m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	174.20	0.00	174.20
Mb [kNm]	121.59	0.00	121.59
MI [kNm]	131.80	0.00	131.80
Tb [kN]	30.50	0.00	30.50
TI [kN]	33.58	0.00	33.58
H [kN]	45.36	0.00	45.36

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 16.00$ (kN/mc)
 $\gamma = 16.00$ (kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c' = 0.00$ (kN/mq)
 $\varphi' = 32.00$ (°)

Valori di progetto

$c' = 0.00$ (kN/mq)
 $\varphi' = 32.00$ (°)

Profondità della falda

$Z_w = 0.50$ (m)

$e_B = 0.70$ (m)
 $e_L = 0.76$ (m)

$B^* = 1.10$ (m)
 $L^* = 0.99$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 14.00$ (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 6.00$ (kN/mc)

Nc, Nq, Ny : coefficienti di capacità portante

$Nq = \tan^2(45 + \varphi'/2) * e^{(\pi * \tan \varphi')}$

$Nq = 23.18$

$Nc = (Nq - 1) / \tan \varphi'$

$Nc = 35.49$

$N\gamma = 2 * (Nq + 1) * \tan \varphi'$

$N\gamma = 30.21$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$$s_c = 1 + B \cdot N_q / (L \cdot N_c)$$

$$s_c = 1.73$$

$$s_q = 1 + B \cdot \tan \varphi' / L^*$$

$$s_q = 1.70$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \cdot B^* / L^*$$

$$s_\gamma = 0.55$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.47$$

$$\theta = \arctg(T_b/T_l) = 42.25 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.53$$

$$m = 1.50 \quad (-)$$

$$i_q = (1 - H / (N + B \cdot L^* \cdot c' \cdot \cotg \varphi'))^m$$

(m=2 nel caso di fondazione nastriforme e m=(m_bsin²θ+m_lcos²θ) in tutti gli altri casi)

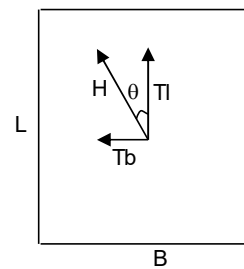
$$i_q = 0.64$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$$

$$i_c = 0.62$$

$$i_\gamma = (1 - H / (N + B \cdot L^* \cdot c' \cdot \cotg \varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 0.47$$



d_c, d_q, d_γ : fattori di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_q = 1 + 2 D \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 / B^*$

per $D/B^* > 1$; $d_q = 1 + (2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2) \cdot \arctan (D / B^*)$

$$d_q = 1.26$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$d_c = 1.27$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

b_c, b_q, b_γ : fattori di inclinazione base della fondazione

$$b_q = (1 - \beta_r \tan \varphi)^2 \quad \beta_r + \beta_p = 0.00 \quad \beta_r + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1.00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

g_c, g_q, g_γ : fattori di inclinazione piano di campagna

$$g_q = (1 - \tan \beta_p)^2 \quad \beta_r + \beta_p = 0.00 \quad \beta_r + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1.00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$g_c = 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 466.96 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = 159.90 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Coefficiente di sicurezza

$$F_s = q_{lim} / q = 2.92$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

$$H_d = 45.36 \quad (\text{kN})$$

$$S_d = N * \tan(\varphi') + c' B^* L^*$$

$$S_d = 108.85 \quad (\text{kN})$$

Coefficiente di sicurezza allo scorrimento

$$F_{scorr} = 2.40$$

12. STRUTTURA MAGAZZINO PREFABBRICATO

12.1. Modello di calcolo

La struttura è stata schematizzata con un programma agli elementi finiti modellandola attraverso un *telaio spaziale*: pilastri e travi sono stati schematizzati con elementi "beam", di rigidezza nota. Per quanto riguarda i pilastri, sono stati modellati al piede con un vincolo di incastro, mentre le travi sono state schematizzate come elementi doppiamente appoggiati (*applicando dei rilasci al momento flettente alle estremità – "beam end release"*).

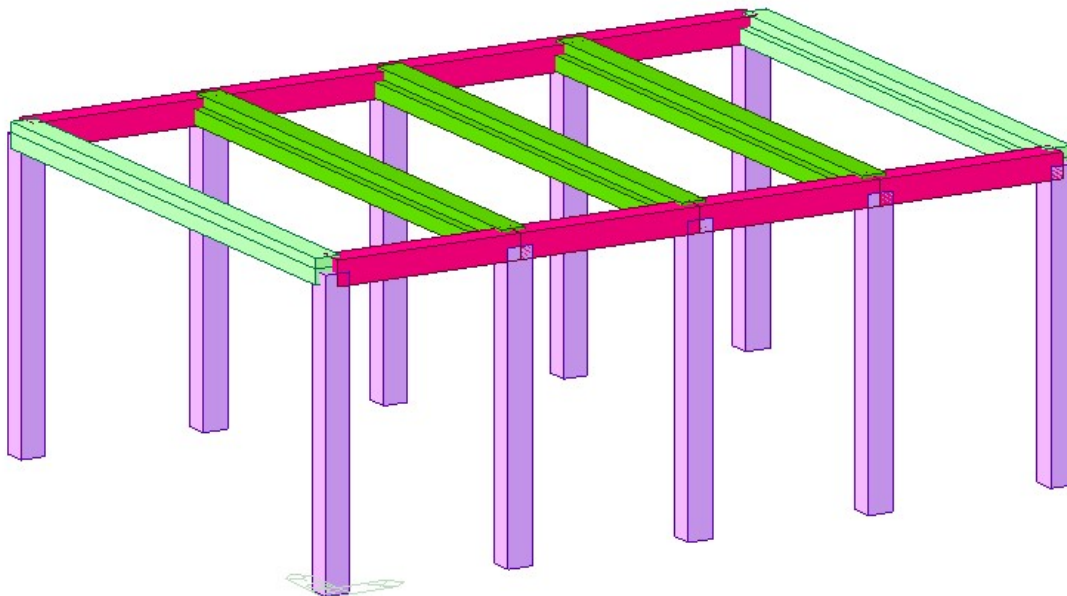
Ove è presente del getto integrativo si crea un diaframma di piano rigido: è stato considerato un vincolo di "*rigid floor diaphragm*". Per quanto concerne i tamponamenti perimetrali sono stati considerati non strutturali, considerandoli solo come masse sismiche appese alla struttura principale.

Le combinazioni di carico analizzate contemplano una analisi in cui si è operata l'addizione lineare degli effetti dovuti a:

- pesi verticali strutturali;
- sovraccarichi accidentali;
- azione del vento;
- azione sismica.

Gli effetti sismici sono stati valutati mediante un'analisi dinamica della struttura.

Le caratteristiche meccaniche assunte per i materiali ai fini delle verifiche di resistenza sono in accordo con le prescrizioni del DM 2018 (vd. *paragrafo relativo alle caratteristiche meccaniche dei materiali*).



Modello FEM in MidasGen

12.2. Verifica regolarità struttura

Per quanto riguarda gli edifici, una costruzione è **regolare in pianta** se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:

- a. la distribuzione di masse e rigidzze è approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali e la forma in pianta è compatta, ossia il contorno di ogni orizzontamento è convesso; il requisito può ritenersi soddisfatto, anche in presenza di rientranze in pianta, quando esse non influenzano significativamente la rigidzza nel piano dell'orizzontamento e, per ogni rientranza, l'area compresa tra il perimetro dell'orizzontamento e la linea convessa circoscritta all'orizzontamento non supera il 5% dell'area dell'orizzontamento;
- b. il rapporto tra i lati del rettangolo circoscritto alla pianta di ogni orizzontamento è inferiore a 4;
- c. ciascun orizzontamento ha una rigidzza nel proprio piano tanto maggiore della corrispondente rigidzza degli elementi strutturali verticali da potersi assumere che la sua deformazione in pianta influenzi in modo trascurabile la distribuzione delle azioni sismiche tra questi ultimi e ha resistenza sufficiente a garantire l'efficacia di tale distribuzione.

Sempre riferendosi agli edifici, una costruzione è **regolare in altezza** se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:

- d. tutti i sistemi resistenti alle azioni orizzontali si estendono per tutta l'altezza della costruzione o, se sono presenti parti aventi differenti altezze, fino alla sommità della rispettiva parte dell'edificio;
- e. massa e rigidzza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25%, la rigidzza non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidzza si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. o di pareti e nuclei in muratura di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base;
- f. il rapporto tra la capacità e la domanda allo SLV non è significativamente diverso, in termini di resistenza, per orizzontamenti successivi (tale rapporto, calcolato per un generico orizzontamento, non deve differire più del 30% dall'analogo rapporto calcolato per l'orizzontamento adiacente); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti;
- g. eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengano con continuità da un orizzontamento al successivo; oppure avvengano in modo che il rientro di un orizzontamento non superi il 10% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante, né il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro orizzontamenti, per il quale non sono previste limitazioni di restringimento.

Qualora, immediatamente al di sopra della fondazione, sia presente una struttura scatolare rigida, purché progettata con comportamento non dissipativo, i controlli sulla regolarità in altezza possono essere riferiti alla sola struttura soprastante la scatolare, a condizione che quest'ultima abbia rigidzza rispetto alle azioni orizzontali significativamente maggiore di quella della struttura ad essa soprastante. Tale condizione si può ritenere soddisfatta se gli spostamenti della struttura soprastante la scatolare, valutati su un modello con incastri al piede, e gli spostamenti della struttura soprastante, valutati tenendo conto anche della deformabilità della struttura scatolare, sono sostanzialmente coincidenti.

La struttura in esame risulta essere regolare in pianta ed in altezza. Di seguito si riportano le verifiche condotte.

	Load Case	Story	Level (m)	Story Height (m)	Story Weight (kN)	Adjacent Story Weight		Story Weight Ratio	Story Drift Angle Ratio	Remark
						1.25M(Lower) (kN)	0.75M(Lower) (kN)			
▶	Fx	ROOF	6.00	0.00	2618.105	0.000	0.000	0.000	0.000	Regular
	Fx	FOUNDATION	0.00	6.00	815.820	0.000	0.000	0.000	0.000	Regular
	Fy	ROOF	6.00	0.00	2618.105	0.000	0.000	0.000	0.000	Regular
	Fy	FOUNDATION	0.00	6.00	815.820	0.000	0.000	0.000	0.000	Regular

Verifica regolarità in termini di massa

	Story	Level (m)	Translational Mass		Rotational Mass (kN/g*m²)	Rx (EI.Radius)		r²/Is²		Check (=1)	
			X-DIR (kN/g)	Y-DIR (kN/g)		X (m)	Y (m)	X	Y	X	Y
▶	ROOF	6.00	266.88124363	266.88124363	15115.5708	7.66	7.65	1.0350	1.0325	Regular	Regular

Verifica regolarità in pianta

	Load Case	Story	Level (m)	Story Height (m)	Story Drift (m)	Story Shear Force (kN)	Story Stiffness	Lower Story Stiffness		Story Stiffness Ratio	Story Drift Angle Ratio	Remark
								1.1K (Lower)	0.7K (Lower)			
▶	Fx	FOUNDATION	0.00	6.00	0.1149	3000.00	52.23	0.00	0.00	0.000	0.000	Regular
	Fy	FOUNDATION	0.00	6.00	0.0000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	Regular

Verifica regolarità in termini di rigidezza – DIREZIONE X

	Load Case	Story	Level (m)	Story Height (m)	Story Drift (m)	Story Shear Force (kN)	Story Stiffness	Lower Story Stiffness		Story Stiffness Ratio	Story Drift Angle Ratio	Remark
								1.1K (Lower)	0.7K (Lower)			
▶	Fx	FOUNDATION	0.00	6.00	0.0000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	Regular
	Fy	FOUNDATION	0.00	6.00	0.1149	3000.00	52.23	0.00	0.00	0.000	0.000	Regular

Verifica regolarità in termini di rigidezza – DIREZIONE Y

12.3. Tipologia strutturale

Di seguito si mostra la verifica condotta per controllare la tipologia strutturale del manufatto in esame secondo quanto definito dalla Normativa al §7.4.3.1.

LINEAR SUMMATION OF STORY SHEAR FORCE										
FOUNDATION		Fx	Frame(Beam)		0.00	3000.0000	1.00	90.00	0.0000	0.00
FOUNDATION		Fx	Sum		0.00	3000.0000		90.00	0.0000	
FOUNDATION		Fy	Frame(Beam)		0.00	0.0000	0.00	90.00	3000.0000	1.00
FOUNDATION		Fy	Sum		0.00	0.0000		90.00	3000.0000	

In direzione X la struttura risulta essere: **STRUTTURE CON PILASTRI INCASTRATI E ORIZZONTAMENTI INCERNIERATI AD ESSI.**

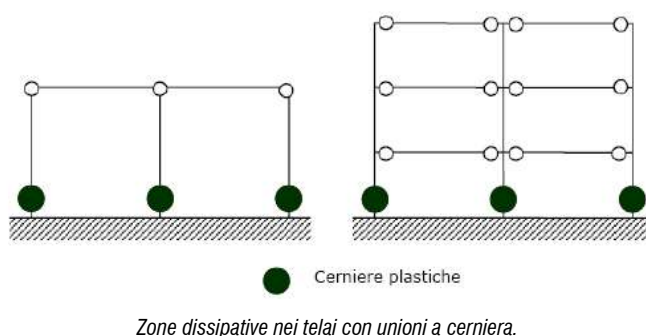
In direzione Y la struttura risulta essere: **STRUTTURE CON PILASTRI INCASTRATI E ORIZZONTAMENTI INCERNIERATI AD ESSI.**

12.4. Progetto degli elementi strutturali e dei collegamenti

Il nodo **trave-pilastro** è un collegamento a cerniera: le travi prefabbricate sono connesse ai pilastri tramite spinotti in acciaio, dimensionati secondo le regole relativi ai "collegamenti TIPO A" di cui al paragrafo §7.4.5.2 delle NTC-18 (collegamenti in zone non dissipative). I collegamenti tra gli elementi garantiscono la congruenza degli spostamenti ed il trasferimento delle forze orizzontali nella situazione sismica.

Ciò vale anche per le connessioni tra gli elementi secondari di impalcato e le travi portanti, collegati tramite il getto integrativo.

In tale sistema strutturale di "**PILASTRI INCASTRATI E ORIZZONTAMENTI INCERNIERATI**" le zone al piede dei pilastri (*incastrati*) rappresentano le uniche regioni dissipative, queste ultime dimensionate secondo i criteri dei "collegamenti TIPO B" di cui al paragrafo §7.4.5.2.1 di NTC-18 (*collegamenti zone dissipative*).



12.4.1. Progetto delle travi

Non essendo sede di dissipazione energetica sotto i carichi sismici, svolgono solamente la funzione di bielle.

$$V_{Ed} = V_{Ed,analisi}$$

Non si applicano le prescrizioni del Cap. 7 delle NTC, ma si fa riferimento esclusivamente al Cap.4.

12.4.2. Progetto dei pilastri

Trattandosi di travi incernierate ai pilastri, non ha senso verificare che la resistenza del pilastro sia maggiore di quella della trave, per cui si ha:

$$M_{Ed} = M_{Ed,analisi}$$

12.4.3. Collegamento trave-pilastro

In un tale schema strutturale il nodo in oggetto non costituisce una zona critica di dissipazione: pertanto tale connessione appartiene ad un collegamento tipo fisso, secondo quanto previsto al punto 7.4.5.2 NTC-18. Il dimensionamento delle connessioni in testa

avviene applicando il **CAPACITY DESIGN** ovvero il collegamento viene sovradimensionato per poter permettere la formazione di un meccanismo plastico alla base, che in tale tipologia strutturale rappresenta l'unica zona critica di dissipazione.

Pertanto, tali collegamenti sono calcolati in funzione del momento resistente alla base dei pilastri.

12.4.1. Collegamento alla base dei pilastri

Per le strutture a pilastri incastrati e orizzontamenti incernierati si fa riferimento a quanto indicato in 7.4.5.2.1 DI NTC 2018

STRUTTURE A PILASTRI INCASTRATI ALLA BASE E ORIZZONTAMENTI AD ESSI INCERNIERATI

I collegamenti ad appoggio mobile sono consentiti per le sole strutture monopiano e devono essere dimensionati come indicato al § 7.2.2.

In aggiunta alle precedenti regole generali, nelle strutture a comportamento dissipativo si applicano anche le seguenti regole specifiche.

Per le strutture monopiano, la resistenza a taglio dei collegamenti a cerniera non deve essere inferiore alla forza orizzontale necessaria per indurre nella sezione di base del pilastro un momento flettente pari al momento resistente ultimo, moltiplicata per un fattore di sovraresistenza γ_{Rd} di cui alla Tab. 7.2.I.

Per le strutture pluripiano, i collegamenti a cerniera devono essere dimensionati nei confronti della forza di piano in equilibrio con il diagramma del taglio risultante dalle indicazioni fornite nella sezione "Pilastri" del § 7.4.5.3.

Al Par. §7.2.2 si specifica quanto segue: *"La domanda di resistenza valutata con i criteri della progettazione in capacità può essere assunta non superiore alla domanda di resistenza valutata per il caso di comportamento strutturale non dissipativo. Le strutture di fondazione e i relativi elementi strutturali devono essere progettati sulla base della domanda ad essi trasmessa dalla struttura sovrastante (si veda § 7.2.5) attribuendo loro comportamento strutturale non dissipativo, indipendentemente dal comportamento attribuito alla struttura su di essi gravante".*

Nel caso in esame viene pertanto preso come taglio di progetto quello di analisi non dissipativo.

Tab. 7.2.I - Fattori di sovrarresistenza γ_{Ra} (fra parentesi quadre è indicato il numero dell'equazione corrispondente)

Tipologia strutturale	Elementi strutturali	Progettazione in capacità	γ_{Ra}	
			CD"A"	CD"B"
C.a. gettata in opera	Travi (§ 7.4.4.1.1)	Taglio	1,20	1,10
	Pilastrì (§ 7.4.4.2.1)	Pressoflessione [7.4.4]	1,30	1,30
		Taglio [7.4.5]	1,30	1,10
	Nodi trave-pilastro (§ 7.4.4.3.1)	Taglio [7.4.6-7, 7.4.11-12]	1,20	1,10
Pareti (§ 7.4.4.5.1)	Taglio [7.4.13-14]	1,20	-	
C.a. prefabbricata a struttura intelaiata	Collegamenti di tipo a) (§ 7.4.5.2.1)	Flessione e taglio	1,20	1,10
	Collegamenti di tipo b) (§ 7.4.5.2.1)	Flessione e taglio	1,35	1,20
C.a. prefabbricata con pilastri incastrati alla base e orizzontamenti incernierati	Collegamenti di tipo fisso (§ 7.4.5.2.1)	Taglio	1,35	1,20
Acciaio	Si impiega il fattore di sovrarresistenza γ_{ov} definito al § 7.5.1			
	Colonne (§ 7.5.4.2)	Pressoflessione [7.5.10]	1,30	1,30
Composta acciaio-calcestruzzo	Si impiega il fattore di sovrarresistenza γ_{ov} definito al § 7.5.1			
	Colonne (§ 7.6.6.2)	Pressoflessione [7.6.7]	1,30	1,30
Legno	Collegamenti		1,60	1,30
Muratura armata con progettazione in capacità	Pannelli murari (§ 7.8.1.7)	Taglio	1,50	
Ponti	Si impiegano i fattori di sovrarresistenza definiti al § 7.9.5			

Inoltre, per assicurare l'efficacia della dissipazione nelle sezioni dei pilastri allo spiccato delle fondazioni, è richiesta la verifica di duttilità, indipendentemente dai particolari costruttivi adottati, senza poter far ricorso al [7.4.29] di cui al §7.4.6.2.2: la domanda di duttilità in curvatura nelle zone dissipative può essere valutata in via approssimativa come:

$$\mu_{\phi} = \begin{cases} 1,2 (2q_0 - 1) & \text{per } T_1 \geq T_c \\ 1,2 \left[1 + 2(q_0 - 1) \frac{T_c}{T_1} \right] & \text{per } T_1 < T_c \end{cases}$$

ove T_1 è il periodo proprio fondamentale della struttura.

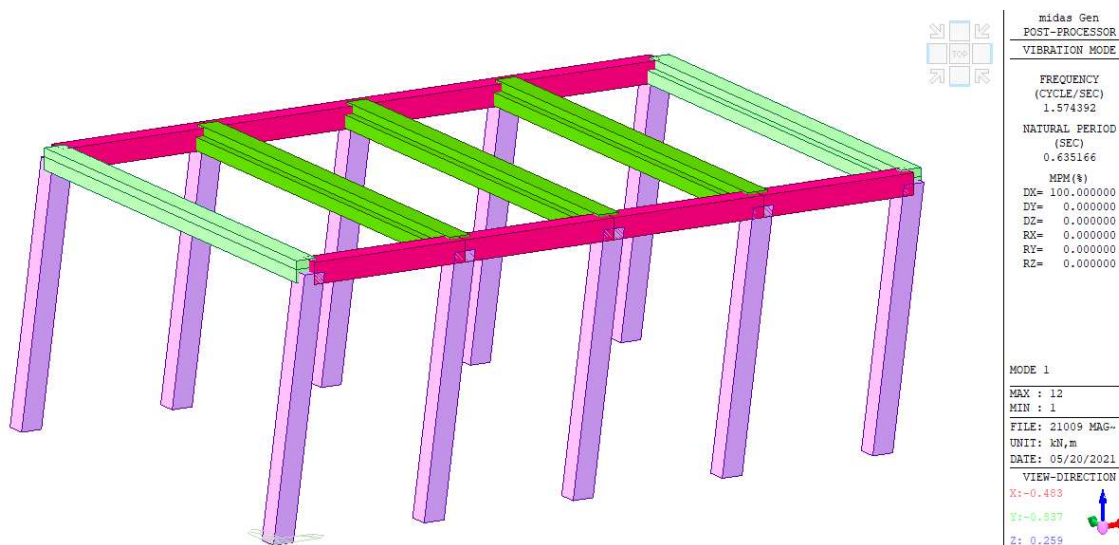
Le prescrizioni relative alla duttilità ed alla dissipazione di energia NON vengono applicate in caso di comportamento della struttura non-dissipativo ($q \leq 1.5$), secondo §7.3.6.1.

12.5. Analisi modale

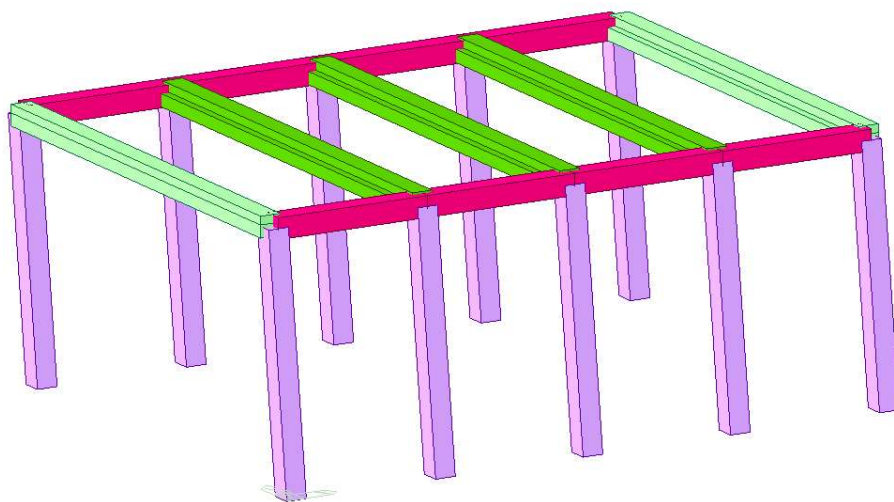
Di seguito si mostrano le frequenze ed i periodi associati ai modi di vibrare della struttura in esame.

Node	Mode	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ						
EIGENVALUE ANALYSIS													
	Mode No	Frequency		Period	Tolerance								
		(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)									
	1	9.8922	1.5744	0.6352	4.7212e-028								
	2	9.8922	1.5744	0.6352	4.7212e-028								
	3	12.9808	2.0860	0.4840	4.7212e-028								
	4	398.8877	63.4818	0.0158	4.7212e-028								
	5	398.8877	63.4818	0.0158	4.7212e-028								
	6	398.8877	63.4818	0.0158	4.7212e-028								
	7	398.8877	63.4818	0.0158	4.7212e-028								
	8	399.1354	63.5244	0.0157	3.4125e-023								
	9	399.1354	63.5244	0.0157	5.4411e-025								
MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT													
	Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
		MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
	1	100.0000	100.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	2	0.0000	100.0000	100.0000	100.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	3	0.0000	100.0000	0.0000	100.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	100.0000	100.0000
	4	0.0000	100.0000	0.0000	100.0000	0.0222	0.0222	21.8803	21.8803	11.9804	11.9804	0.0000	100.0000
	5	0.0000	100.0000	0.0000	100.0000	21.7873	21.8096	0.0228	21.8831	0.0123	11.9727	0.0000	100.0000
	6	0.0000	100.0000	0.0000	100.0000	0.0243	21.8339	21.8578	43.7409	11.9802	23.9328	0.0000	100.0000
	7	0.0000	100.0000	0.0000	100.0000	21.9308	43.7647	0.0238	43.7647	0.0133	23.9461	0.0000	100.0000
	8	0.0000	100.0000	0.0000	100.0000	0.9900	44.7546	20.8830	64.6277	0.0000	23.9461	0.0000	100.0000
	9	0.0000	100.0000	0.0000	100.0000	20.8830	65.6177	0.9900	65.6177	0.0000	23.9461	0.0000	100.0000
	Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
		MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM
	1	266.8812	266.8812	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	2	0.0000	266.8812	266.8812	266.8812	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	3	0.0000	266.8812	0.0000	266.8812	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	15115.57	15115.57
	4	0.0000	266.8812	0.0000	266.8812	0.0193	0.0193	574.3178	574.3178	267.6854	267.6854	0.0000	15115.57
	5	0.0000	266.8812	0.0000	266.8812	18.9223	18.9417	0.5977	574.9155	0.2745	267.9599	0.0000	15115.57
	6	0.0000	266.8812	0.0000	266.8812	0.0211	18.9828	574.2532	1149.168	267.6800	535.8399	0.0000	15115.57
	7	0.0000	266.8812	0.0000	266.8812	19.0469	38.0097	0.6243	1149.792	0.2976	535.9375	0.0000	15115.57
	8	0.0000	266.8812	0.0000	266.8812	0.8598	38.8895	548.1174	1697.910	0.0000	535.9375	0.0000	15115.57
	9	0.0000	266.8812	0.0000	266.8812	18.1198	56.9890	26.0082	1723.918	0.0000	535.9375	0.0000	15115.57

A titolo esemplificativo si riportano rispettivamente il primo modo di vibrare (TRASLAZIONE X), il secondo modo di vibrare (TRASLAZIONE Y) ed il terzo modo di vibrare (ROTAZIONALE).

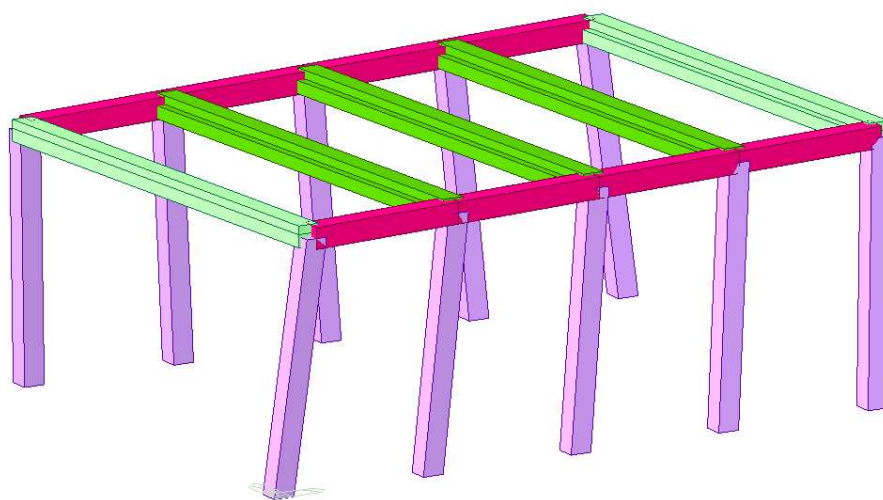


Modo di vibrare 1



Modo di vibrare 2

midas Gen POST-PROCESSOR VIBRATION MODE	
FREQUENCY (CYCLE/SEC)	1.574392
NATURAL PERIOD (SEC)	0.635166
MPM(%)	
DX=	0.000000
DY=	100.000000
DZ=	0.000000
RX=	0.000000
RY=	0.000000
RZ=	0.000000
MODE 2	
MAX :	7
MIN :	1
FILE:	21009 MAG-
UNIT:	kN,m
DATE:	05/20/2021
VIEW-DIRECTION	
X:	-0.483
Y:	-0.837
Z:	0.259

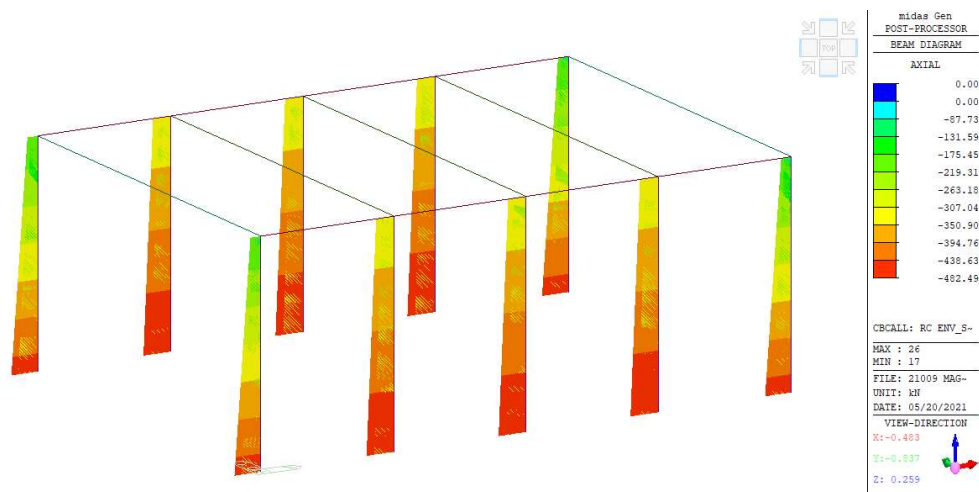


Modo di vibrare 3

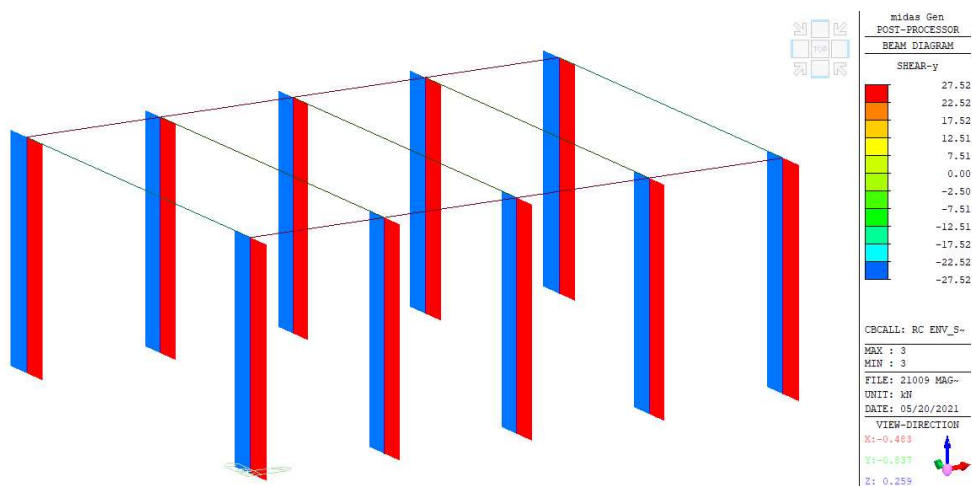
midas Gen POST-PROCESSOR VIBRATION MODE	
FREQUENCY (CYCLE/SEC)	2.065964
NATURAL PERIOD (SEC)	0.484035
MPM(%)	
DX=	0.000000
DY=	0.000000
DZ=	0.000000
RX=	0.000000
RY=	0.000000
RZ=	100.000000
MODE 3	
MAX :	7
MIN :	1
FILE:	21009 MAG-
UNIT:	kN,m
DATE:	05/20/2021
VIEW-DIRECTION	
X:	-0.483
Y:	-0.837
Z:	0.259

12.6. Sollecitazioni

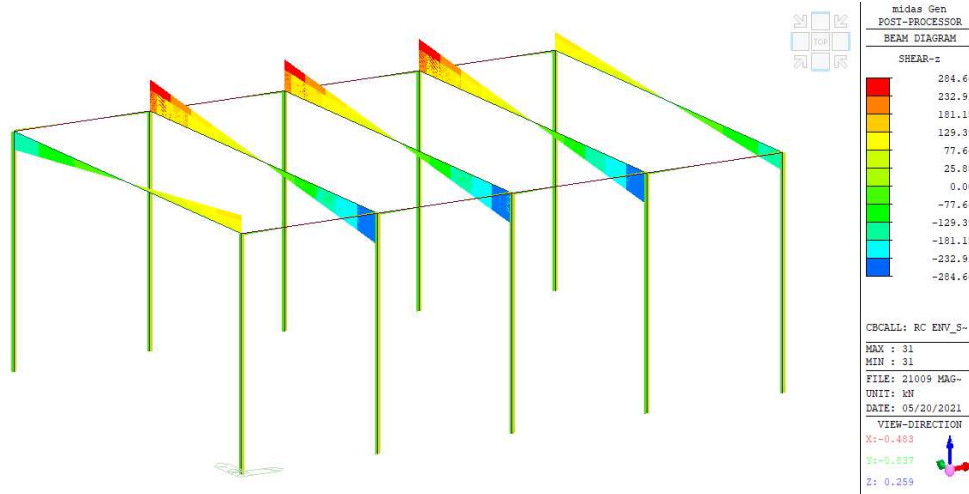
Si riportano i diagrammi delle sollecitazioni dall'involuppo globale (SLU+SLV) per gli elementi strutturali dell'edificio.



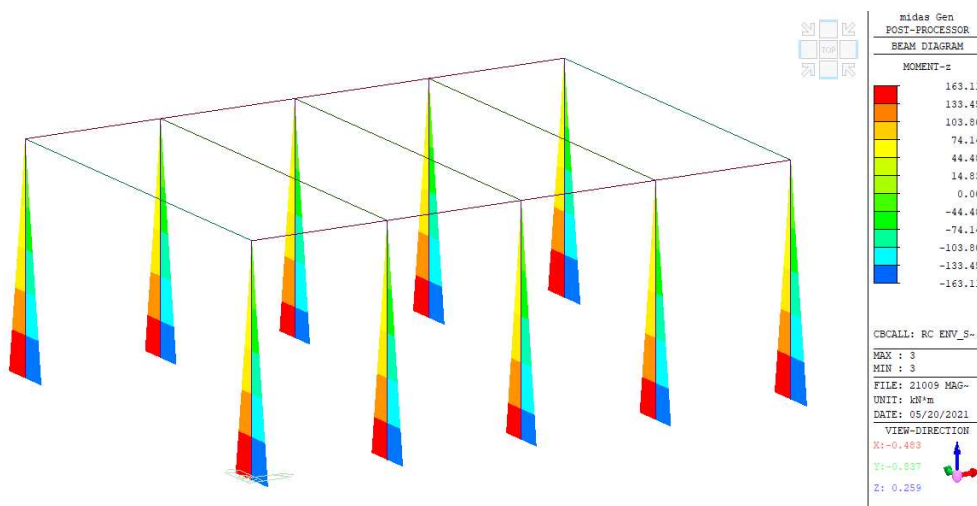
Involuppo SLU/SLV, sforzo normale pilastri



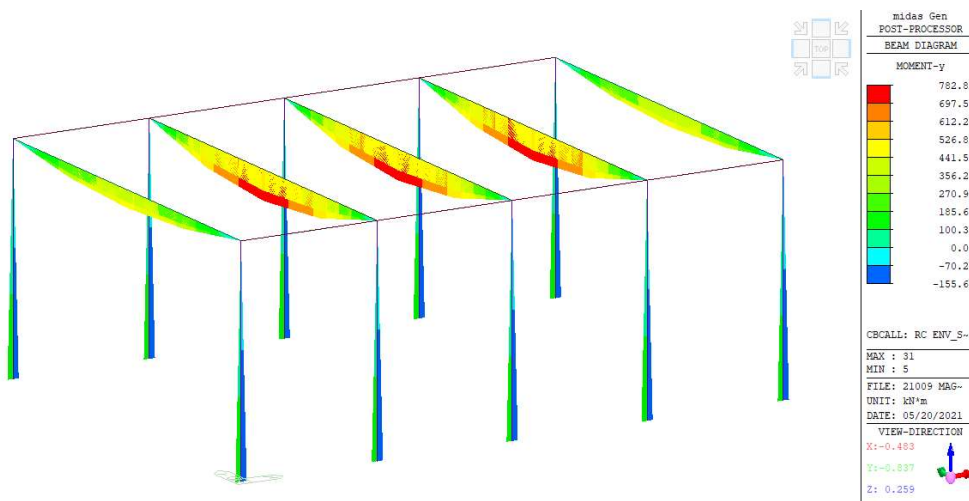
Involuppo SLU/SLV, taglio Fy



Inviluppo SLU/SLV, taglio Fz



Inviluppo SLU/SLV, momento flettente Mz



Inviluppo SLU/SLV, momento flettente My

12.7. Verifiche strutturali

12.7.1. Solaio

Il solaio del magazzino è del tipo alveolare con soletta pari a 5 cm. La luce di calcolo è pari a $L = 3,795 \text{ m}$.

Il carico allo SLU che deve sostenere il solaio risulta pari a:

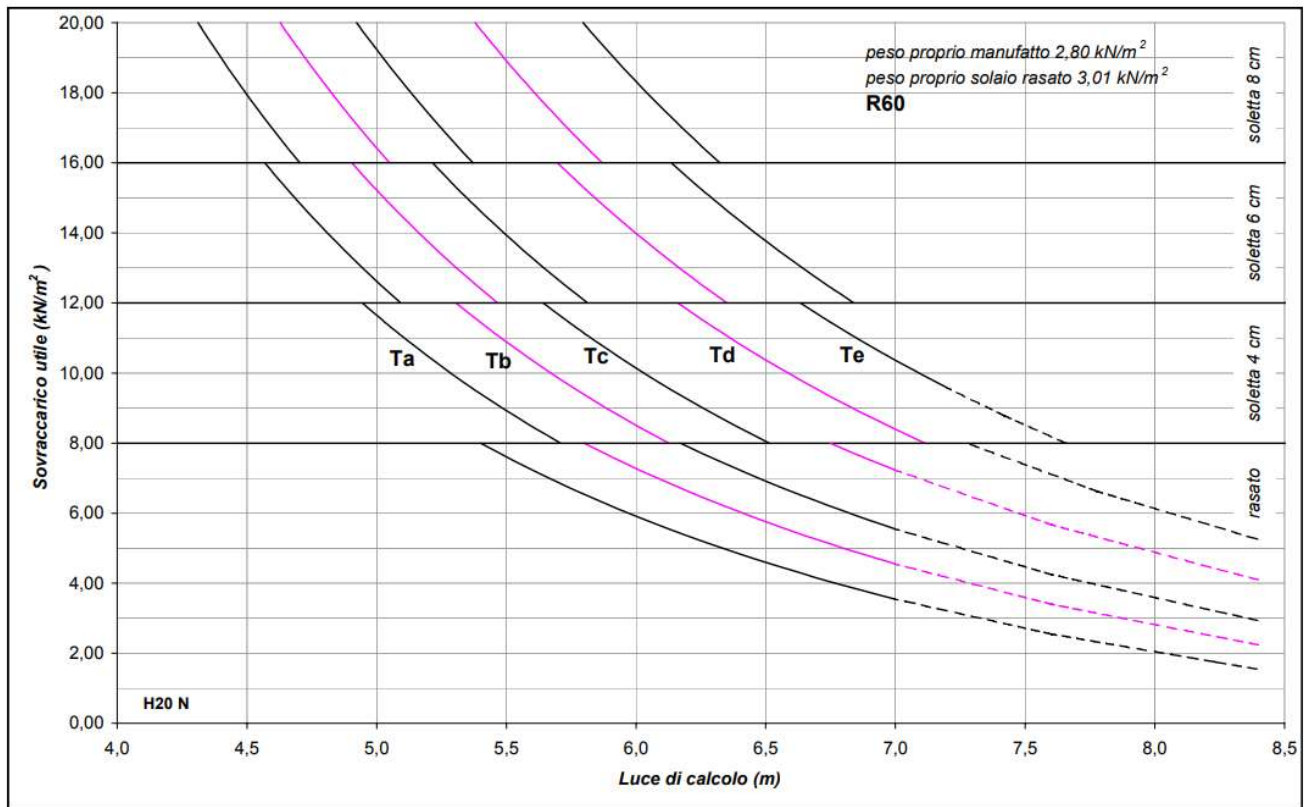
- peso proprio, pari a $2,80 \text{ kN/mq}$;
- peso cappa superiore di spessore 5 cm, pari a $1,25 \text{ kN/mq}$;
- peso del massetto delle pendenze, coibentazione, impianti e varie, pari a $2,80 \text{ kN/mq}$;
- carico accidentale della neve, pari a $1,08 \text{ kN/mq}$.

Il carico q risulta pari a:

$$q_{SLU} = 1,3 \cdot \left[2,80 \frac{\text{kN}}{\text{mq}} + 1,25 \frac{\text{kN}}{\text{mq}} \right] + \left[1,5 \cdot 2,80 \frac{\text{kN}}{\text{mq}} \right] + \left[1,5 \cdot 1,08 \frac{\text{kN}}{\text{mq}} \right] = 11,085 \frac{\text{kN}}{\text{mq}}$$

Si è scelto un solaio alveolare H20+5 cm soletta, armato con specifica Tc.

Caratteristiche del pannello H = 20 cm 9 FORI (valori riferiti all'interasse $i = 120 \text{ cm}$)								
H20 N f9	Tipo		Ta	Tb	Tc	Td	Te	
Armatura di precompressione	treccie superiori		4 3x3	4 3x3	4 3x3	6 3x3	6 3x3	
	Area	mm ²	85	85	85	127	127	
	treccie inferiori		6 3/8" - 4 3x3	8 3/8" - 2 3x3	10 3/8"	12 3/8"	14 3/8"	
	Area	mm ²	397	458	520	624	728	
Area ideale	A _i	mm ²	140613	140982	141352	142230	142854	
Dist. baricentro lembo sup.	y _s	mm	101	101	101	101	102	
Momento d'inerzia	J	mm ⁴	654986726	657129682	659261432	663957879	667511667	
Tensioni di precompressione a cadute esaurite	lembo superiore	σ _{cps}	N/mm ²	0,41	0,72	1,02	0,70	1,16
	lembo inferiore	σ _{cpi}	N/mm ²	-8,00	-9,22	-10,44	-12,15	-13,80

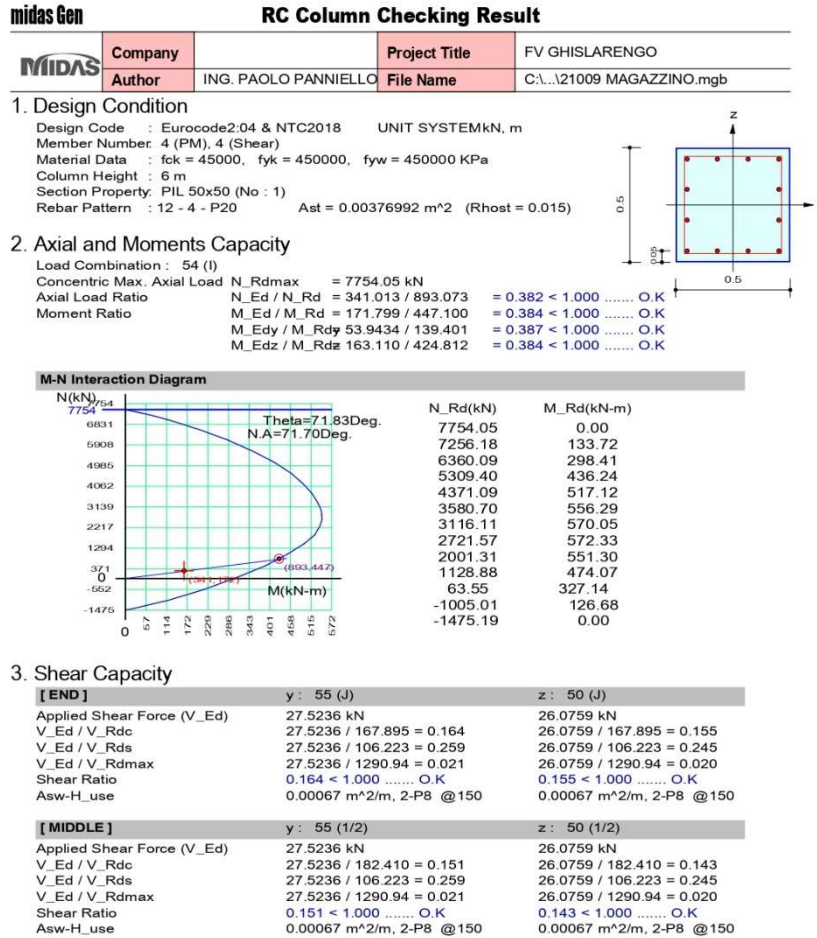


12.7.2. Pilastri

Si riportano di seguito gli output di verifica dei pilastri.

Tali elementi sono armati con:

- **PILASTRI 50x50:** 12 Φ 20 – staffe 8/15.



12.7.3. Collegamento alla base del pilastro

Segue la verifica del collegamento al piede dei pilastri per la combinazione di carico più gravosa [envelope SLU+SLV].

Il collegamento sarà garantito per mezzo di barre in acciaio B450C inserite in tubi zigrinati $\Phi 100$.

In ogni tubo saranno presenti n.2 Φ 26. Il tubo sarà riempito con malta ad alta resistenza tipo EMACO S55.

Verifica C.A. S.L.U. - File: 21009 VERIFICA BASE PILASTRO 50x50

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

TITOLO :

N° Vertici: 4 Zoom N° barre: 8 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	0	0	1	10,62	8	8
2	50	0	2	10,62	25	8
3	50	50	3	10,62	42	8
4	0	50	4	10,62	8	25
			5	10,62	42	25
			6	10,62	8	42

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 341,013 kN
 M_{xEd}: 155,60 kNm
 M_{yEd}: 163,11 kNm

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
 Coord. [cm]: xN 0, yN 0

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.V.- Metodo n

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio Mx-My

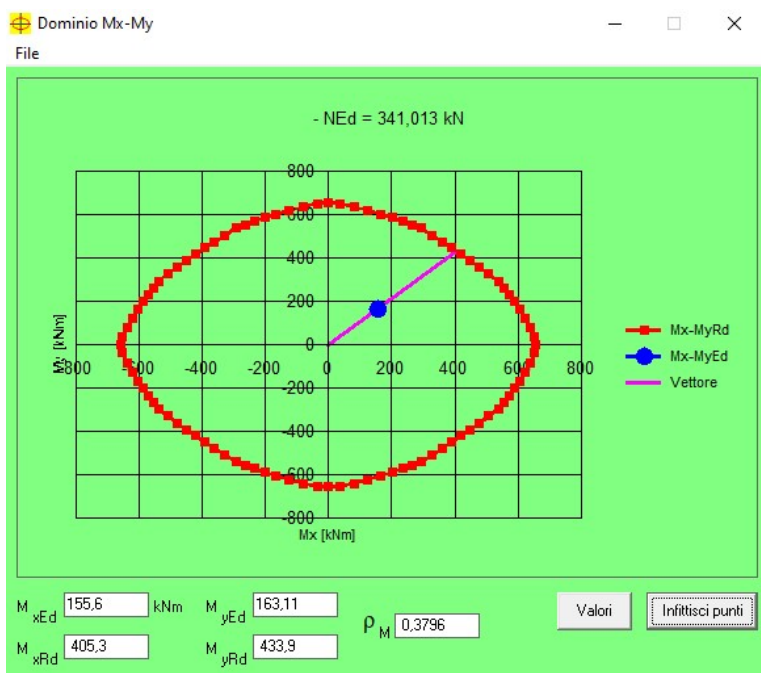
angolo asse neutro θ° : 341,25

Precompresso:

Materiali: B450C C45/55

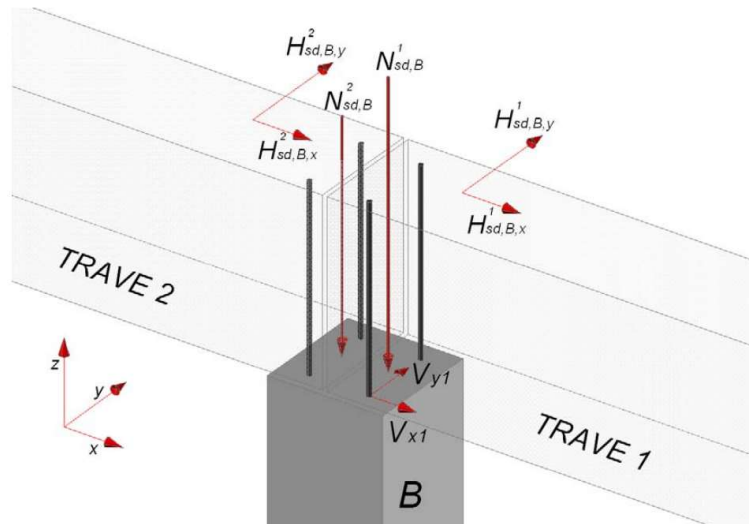
E_{su} : 67,5‰ E_{c2} : 2‰
 f_{yd} : 391,3 N/mm² E_{cu} : 3,5‰
 E_s : 210.000 N/mm² f_{cd} : 25,87
 E_s/E_c : 15 f_{cc}/f_{cd} : 0,8
 E_{syd} : 1,863‰ $C_{c,adm}$: 16
 $C_{s,adm}$: 255 N/mm² T_{co} : 0,9333
 T_{c1} : 2,543

M_{xRd}: 588 kNm
 M_{yRd}: 201,1 kNm
 σ_c : -25,87 N/mm²
 σ_s : 391,3 N/mm²
 ϵ_c : 3,5‰
 ϵ_s : 4,731‰
 d: 53,27 cm
 x: 22,65 x/d: 0,4252
 δ : 0,9715



12.7.4. Verifica spinotto [collegamento trave – pilastro]

In una struttura intelaiata con travi incernierate ai pilastri, il nodo trave-pilastro non costituisce una zona critica di dissipazione: si tratta quindi di un collegamento di TIPO "A" (NTC punto 7.4.5.2). Il collegamento dovrà essere tale da garantire la formazione di un meccanismo plastico alla base del pilastro. Nella configurazione della figura seguente, nella quale è rappresentato il vincolo tra una trave di copertura e un pilastro di un edificio prefabbricato monopiano, si dovranno dimensionare le connessioni, realizzate, ad esempio, con elementi metallici quali spinotti o barre, in funzione del momento resistente alla base del pilastro.



La connessione dovrà inoltre resistere alle sollecitazioni locali di calcolo.

Possiamo pensare che la forza di taglio si distribuisca tra le due connessioni in maniera proporzionale alle sollecitazioni agenti derivate dal calcolo $H_{sd,B,x}^1$ e $H_{sd,B,x}^2$ in direzione x e $H_{sd,B,y}^1$ e $H_{sd,B,y}^2$ in direzione y sulle due travi o, più semplicemente, in proporzione alle reazioni vincolari $N_{sd,B}^1$, $N_{sd,B}^2$ in direzione z: le azioni sismiche orizzontali aumentano infatti al crescere dei carichi verticali agenti sugli elementi. Ciascuno dei due spinotti della trave 1 sarà allora soggetto alle forze taglianti:

$$V_{x,1} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{Rd,x,pil}}{H_{pil}} \cdot \frac{N_{sd,B}^1}{n_{spinotti} (N_{sd,B}^1 + N_{sd,B}^2)}$$

$$V_{y,1} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{Rd,y,B}}{H_{pil} + H_{tr}} \cdot \frac{N_{sd,B}^1}{n_{spinotti} (N_{sd,B}^1 + N_{sd,B}^2)}$$

dove:

- $M_{Rd,x,pil}$ e $M_{Rd,y,pil}$ sono i momenti resistenti della sezione di base del pilastro rispettivamente in direzione x e y;
- H_{pil} e H_{tr} sono l'altezza rispettivamente del pilastro e della trave.

La formulazione della CNR, proposta da Rasmussen nel 1963, per il calcolo della resistenza della connessione spinottata è la seguente:

$$V_{Rd,spinotto} = c \cdot d_b^2 \sqrt{f_{yd} \cdot f_{cd}}$$

in cui:

- c è pari a 1.2;
- d_b è il diametro della barra;
- f_{yd} è la tensione di snervamento di progetto dell'acciaio;
- f_{cd} è la resistenza a compressione di progetto del calcestruzzo.

Quando la barra agisce contro il copriferro di calcestruzzo e questo è minore di sei/nove volte il diametro della barra, il meccanismo spinotto diviene un meccanismo calcestruzzo; possono aversi spaccature del calcestruzzo laterali o inferiori (*in termini anglosassoni side splitting o bottom splitting rispettivamente*) in funzione del valore del rapporto tra il copriferro laterale e quello nella direzione dell'azione (inferiore). Per grandi valori di tale rapporto si ha lo spacco inferiore (bottom splitting) e la resistenza della connessione vale:

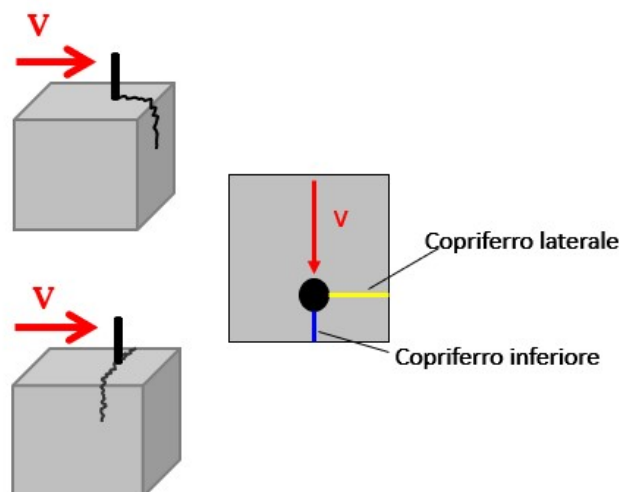
$$V_{Rd,spinotto} = 5 \cdot d_b \cdot c \cdot f_{ct} \cdot \frac{c}{0.66 \cdot c + d_b}$$

in cui c è il copriferro di calcestruzzo nella direzione della forza ed f_{ct} è la resistenza a trazione del cls.

Invece, per piccoli valori di tale rapporto, avviene lo spacco laterale (side splitting) e la massima forza dello spinotto è data dall'equazione:

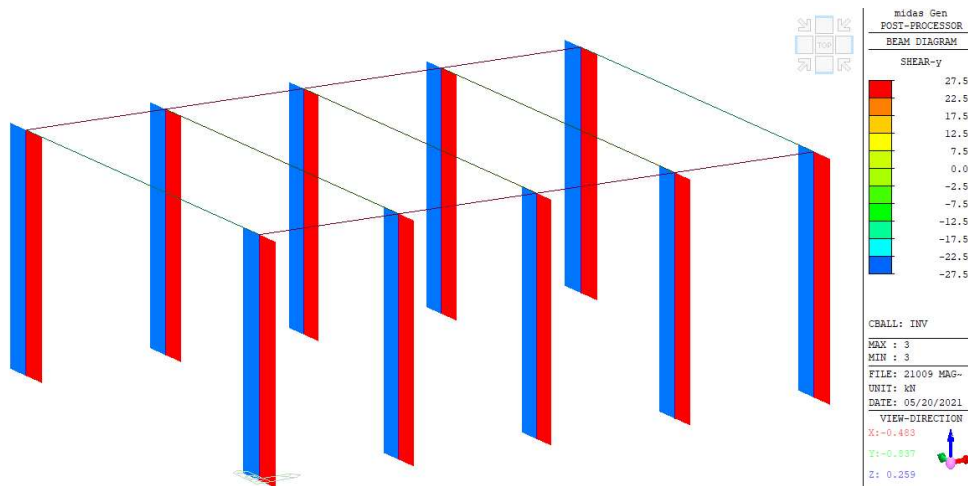
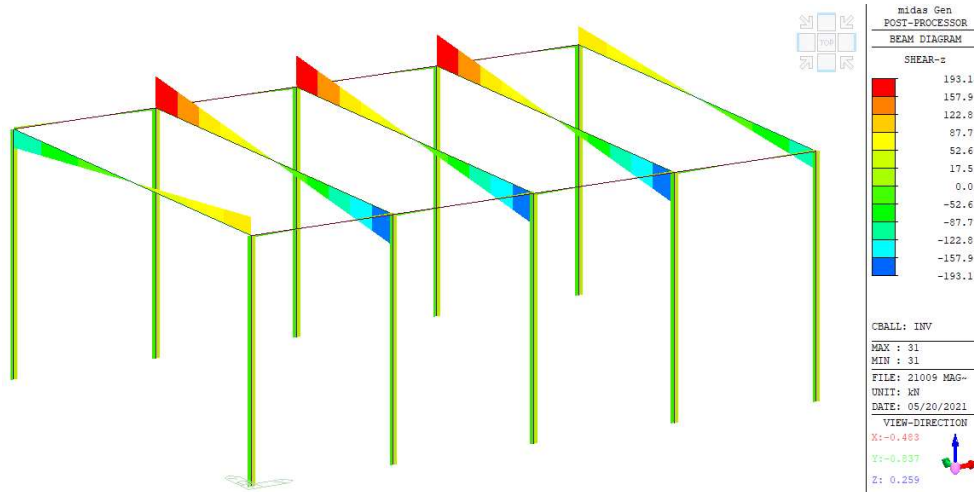
$$V_{Rd,spinotto} = 2 \cdot d_b \cdot b_{ct} \cdot f_{ct}$$

in cui



in cui b_{ct} è l'ampiezza netta della sezione ortogonale alla direzione della forza, ovvero pari alla base del pilastro decurtata del diametro degli spinotti utilizzati.

Di seguito si mostrano le sollecitazioni locali della struttura allo SLV.



Il taglio funzione del momento resistente del pilastro risulta pari a:

$$V_{Rd,pil} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{Rd,pil}}{H_{pil}} = 1,20 \cdot \frac{588 \text{ kNm}}{6,0 \text{ m}} = 117.6 \text{ kN}$$

12.7.4.1. Verifica spinotto [collegamento trave – pilastro]

Per la trave T01 il massimo taglio dovuto alle sollecitazioni locali risulta pari a 193.10 kN.

Si utilizzeranno n.2 Φ 30 come spinotti [utilizzando la formulazione CNR].

CNR – TRAVI T01					
c	d _b	n	f _{cd}	f _{yd}	V _{Rd}
[-]	[mm]	[-]	[MPa]	[MPa]	[kN]
1.2	30	2	25.87	391.30	217.32

12.7.4.2. Verifica spinotto travi L01 [collegamento trave – pilastro]

Per le travi L01 il massimo taglio è pari a 114.11 kN.

Si utilizzeranno n.2 Φ 26 come spinotti [utilizzando la formulazione CNR].

CNR – TRAVI L01					
c	d _b	n	f _{cd}	f _{yd}	V _{Rd}
[-]	[mm]	[-]	[MPa]	[MPa]	[kN]
1.2	26	2	25.87	391.30	163.23

12.7.4.3. Verifica spinotto travi Q [collegamento trave – pilastro]

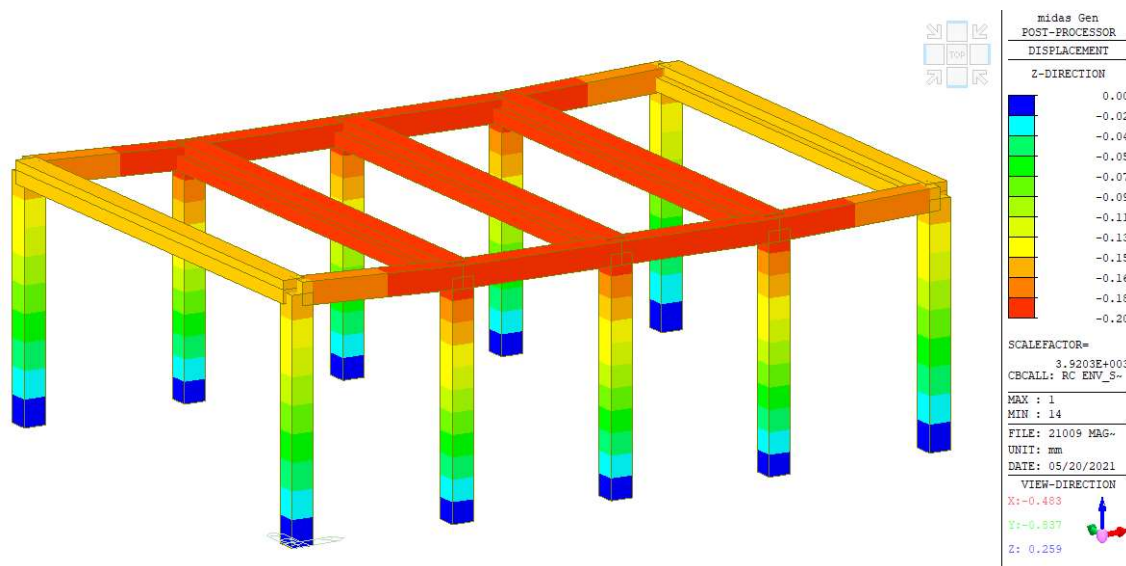
Per le travi Q il massimo taglio è pari a 11.86 kN.

Si utilizzeranno n.2 Φ 26 come spinotti [utilizzando la formulazione CNR].

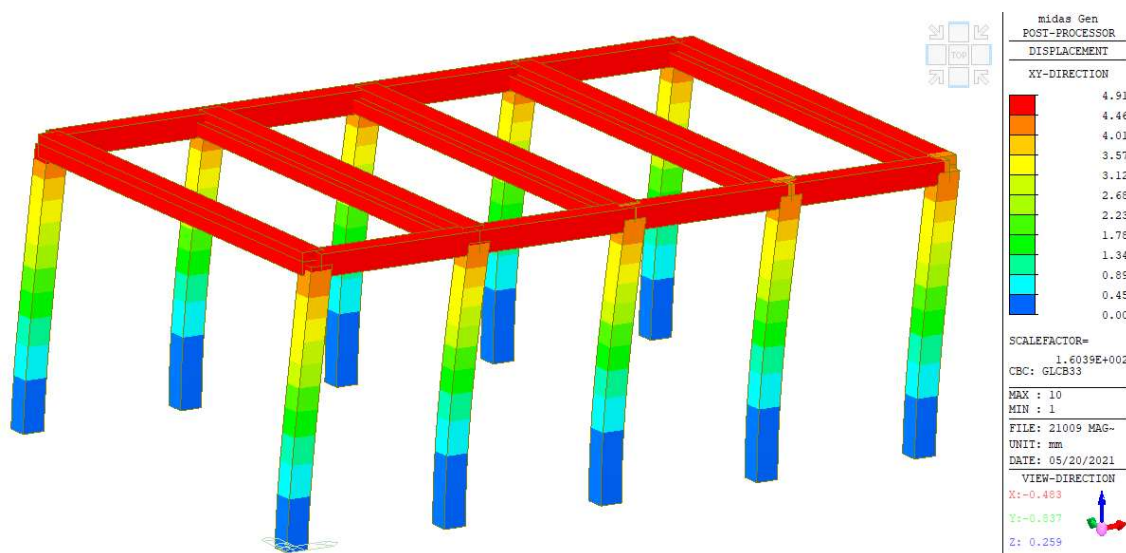
CNR – TRAVI Q					
c	d _b	n	f _{cd}	f _{yd}	V _{Rd}
[-]	[mm]	[-]	[MPa]	[MPa]	[kN]
1.2	26	2	25.87	391.30	163.23

12.8. Verifiche SLE

La massima freccia per le travi principali risulta pari a 0.20 mm abbondantemente inferiore al limite di $L/250$ pari a 15,2 mm.



Risulta inoltre opportuno verificare il limite degli spostamenti di interpiano per lo spettro SLO. Nell'ipotesi di considerare i tamponamenti come progettati per non subire danni a seguito di spostamenti di interpiano il limite massimo è fissato pari ad $d_r = \frac{2}{3} 0.0100 H$, ovvero pari a 40 mm. Nel caso in esame si sono ottenuti i seguenti spostamenti massimi per le due direzioni.



Risultando gli spostamenti massimi inferiori ai valori limite, la verifica risulta soddisfatta.

12.9. Plinti di fondazione

Le sollecitazioni precedentemente individuate sono state utilizzate per il calcolo della capacità portante dei plinti di fondazione, nonché della loro armatura. Si è scelto di utilizzare plinti $200 \times 200 \times 40$ cm. Il piano di posa si trova a 1,50 m dal piano campagna.

La verifica è stata condotta secondo la combinazione A1 – M1 – R3.

12.9.1. Verifica a carico limite

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c^*Nc^* sc^*dc^*ic^*bc^*gc + q^*Nq^*sq^*dq^*iq^*bq^*gq + 0,5^*\gamma^*B^*N\gamma^*s\gamma^*d\gamma^*i\gamma^*b\gamma^*g\gamma$$

D = Profondità del piano di appoggio

e_B = Eccentricità in direzione B ($e_B = Mb/N$)

e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = MI/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

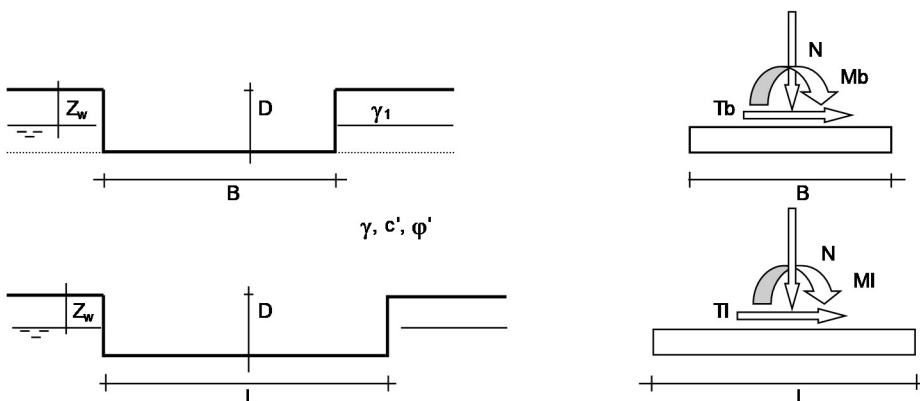
B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2^*e_B$)

L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2^*e_L$)

(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

coefficienti parziali

Metodo di calcolo		azioni		proprietà del terreno	
		permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	c'
Stato limite ultimo	○	1.00	1.30	1.25	1.25
Tensioni ammissibili	○	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dall'utente	⊙	1.00	1.00	1.00	1.00



(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

B = 2.00 (m)
 L = 2.00 (m)
 D = 1.50 (m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	482.49	0.00	482.49
Mb [kNm]	163.11	0.00	163.11
MI [kNm]	155.60	0.00	155.60
Tb [kN]	27.52	0.00	27.52
TI [kN]	27.02	0.00	27.02
H [kN]	38.57	0.00	38.57

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 16.00$ (kN/mc)
 $\gamma = 16.00$ (kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c' = 0.00$ (kN/mq)
 $\varphi' = 32.00$ (°)

Valori di progetto

$c' = 0.00$ (kN/mq)
 $\varphi' = 32.00$ (°)

Profondità della falda

$Z_w = 0.50$ (m)

$e_B = 0.34$ (m)
 $e_L = 0.32$ (m)

$B^* = 1.32$ (m)
 $L^* = 1.36$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 14.00$ (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 6.00$ (kN/mc)

Nc, Nq, Ny : coefficienti di capacità portante

$Nq = \tan^2(45 + \varphi'/2) * e^{(\pi * \tan \varphi')}$

$Nq = 23.18$

$Nc = (Nq - 1) / \tan \varphi'$

$Nc = 35.49$

$N\gamma = 2 * (Nq + 1) * \tan \varphi'$

$N\gamma = 30.21$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$$s_c = 1 + B \cdot N_q / (L \cdot N_c)$$

$$s_c = 1.64$$

$$s_q = 1 + B \cdot \tan \varphi' / L^*$$

$$s_q = 1.61$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \cdot B^* / L^*$$

$$s_\gamma = 0.61$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.51$$

$$\theta = \arctg(T_b/T_l) = 45.53 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.49$$

$$m = 1.50 \quad (-)$$

$$i_q = (1 - H / (N + B \cdot L^* \cdot c' \cdot \cotg \varphi'))^m$$

(m=2 nel caso di fondazione nastriforme e m=(m_bsin²θ+m_lcos²θ) in tutti gli altri casi)

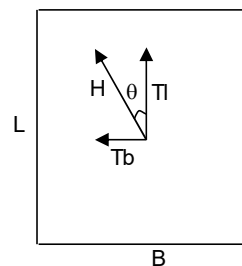
$$i_q = 0.88$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$$

$$i_c = 0.88$$

$$i_\gamma = (1 - H / (N + B \cdot L^* \cdot c' \cdot \cotg \varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 0.81$$



d_c, d_q, d_γ : fattori di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_q = 1 + 2 D \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 / B^*$

per $D/B^* > 1$; $d_q = 1 + (2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2) \cdot \arctan (D / B^*)$

$$d_q = 1.23$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$d_c = 1.24$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

b_c, b_q, b_γ : fattori di inclinazione base della fondazione

$$b_q = (1 - \beta_f \tan(\varphi))^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1.00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan(\varphi))$$

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

g_c, g_q, g_γ : fattori di inclinazione piano di campagna

$$g_q = (1 - \tan(\beta_p))^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1.00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan(\varphi))$$

$$g_c = 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 628.50 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

$$q = N / B * L^*$$

$$q = 268.96 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Coefficiente di sicurezza

$$F_s = q_{lim} / q = 2.34$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

$$H_d = 38.57 \quad (\text{kN})$$

$$S_d = N * \tan(\varphi) + c' * B * L^*$$

$$S_d = 301.49 \quad (\text{kN})$$

Coefficiente di sicurezza allo scorrimento

$$F_{scorr} = 7.82$$