

Regione Puglia

COMUNE DI SAN PANCRAZIO SALENTINO (BR) - SALICE SALENTINO (LE)
AVETRANA (TA) - ERCHIE (BR)

**PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DI IMPIANTO PER LA
PRODUZIONE DI ENERGIA ELETTRICA DA FONTI RINNOVABILI,
NONCHE' OPERE CONNESSE ED INFRASTRUTTURE, DI POTENZA
NOMINALE PARI A 36 MW ALIMENTATO DA FONTE EOLICA,
CON ANNESSO SISTEMA DI ACCUMULO INTEGRATO DI POTENZA
PARI A 24 MW, PER UNA POTENZA IN IMMISSIONE PARI A 60MW
DENOMINATO IMPIANTO "NEXT2"**

PROGETTO PARCO EOLICO "NEXT2"

Codice Regionale AU: CY53TR6

Tav.:	Titolo:
R07b	RELAZIONE CALCOLI CABINA UTENTE

Scala:	Formato Stampa:	Codice Identificatore Elaborato
s.c.	A4	CY53TR6_NPDI2_ERC_R07b_RelazioneCalcoliCabinaUtente

Progettazione:	Committente:
QMSOLAR s.r.l. Via Guglielmo Marconi scala C n.166 - Cap 72023 MESAGNE (BR) P.IVA 02683290742 - qmsolar.srls@pec.it Amm.re unico Ing. Francesco Masilla Gruppo di progettazione: MSC Innovative Solutions s.r.l.s - Via Milizia 55 - 73100 LECCE (LE) P.IVA 05030190754 - msc.innovativesolutions@gmail.com Ing. Santo Masilla - Responsabile Progetto	NPD Italia II s.r.l. Galleria Passarella, 2, Cap - 20122 MILANO P.IVA 11987560965 - email: npditaliaii@legalmail.it
Indagini Specialistiche :	

Data Progetto	Motivo	Redatto:	Controllato:	Approvato:
15/09/2023	Prima versione	F.M.	S.M.	NPD Italia II srl

INDICE

1.	SCOPO.....	2
2.	DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA.....	2
3.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
4.	MATERIALI IMPIEGATI	5
5.	TIPOLOGIA DI TERRENO.....	10
6.	CODICE DI CALCOLO IMPIEGATO.....	13
7.	DESCRIZIONE DELLA MODELLAZIONE STRUTTURALE	14
8.	VERIFICHE DI REGOLARITA'	16
9.	VALUTAZIONE DELLE AZIONI	17
9.1.	ANALISI DEI CARICHI GRAVITAZIONALI.....	17
9.2.	DEFINIZIONE DEI CARICHI ACCIDENTALI	22
9.3.	DEFINIZIONE DELL'AZIONE DELLA NEVE	23
9.4.	DEFINIZIONE DEL CARICO DA VENTO.....	25
9.5.	SPINTA DELLE TERRE	30
9.6.	DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA MEDIANTE SPETTRI DI PROGETTO S.L.U E S.L.E	35
10.	DEFINIZIONE DELLE COMBINAZIONI	40
11.	ANALISI MODALE	58
12.	PROGETTO E VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI E STATI LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA	71
12.1.	MODELLAZIONE DEI SOLAI	71
12.2.	CARATTERISTICHE DELLE SOLLECITAZIONI S.L.U E S.L.V	74
12.3.	ESISTO DELLE VERIFICHE	96
13.	VERIFICHE NODI IN ACCIAIO.....	107
14.	VERIFICHE S.L.E. STRUTTURA IN CARPENTERIA METALLICA	169
15.	VERIFICHE STATO LIMITE DI ESERCIZIO STRUTTURE IN C.A.	172
15.1.	STATO LIMITE DI FESSURAZIONE.....	172
15.2.	STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI	174
16.	VERIFICHE STATO LIMITE DI DANNO.....	177
17.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA E PERICOLOSITA' SISMICA	179
18.	OPERE DI FONDAZIONE E MODELLAZIONE	180
19.	VERIFICHE GEOTECNICHE DI SICUREZZA	182
19.1.	VALUTAZIONE DEL CARICO LIMITE.....	183
20.	TABULATI DI CALCOLO	188

1. SCOPO

Questa relazione di calcolo strutturale mette in evidenza le modalità con cui è stata progettata e verificata la struttura della **CABINA** a servizio di n. 6 aerogeneratori dell'impianto denominato **NEXT2** da realizzare nell'area dei Comuni di San Pancrazio Salentino (provincia di Brindisi) e Salice Salentino (provincia di Lecce) la cui società proponente è NPD ITALIA II S.r.l.



Figura 1 area d'intervento

In fase progettuale della medesima si è voluto garantire che la struttura in questione potesse offrire un'adeguata sicurezza strutturale sia per quanto riguarda le condizioni statiche che per le condizioni sismiche. Pertanto è stato necessario seguire i dettami progettuali delle NTC2018 vigenti sul territorio Nazionale raggiungendo, quindi, un alto livello delle prestazioni strutturali.

2. DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

L'edificio oggetto del calcolo strutturale è evidenziato nell'immagine successiva da un riquadro tratteggiato di colore rosso.

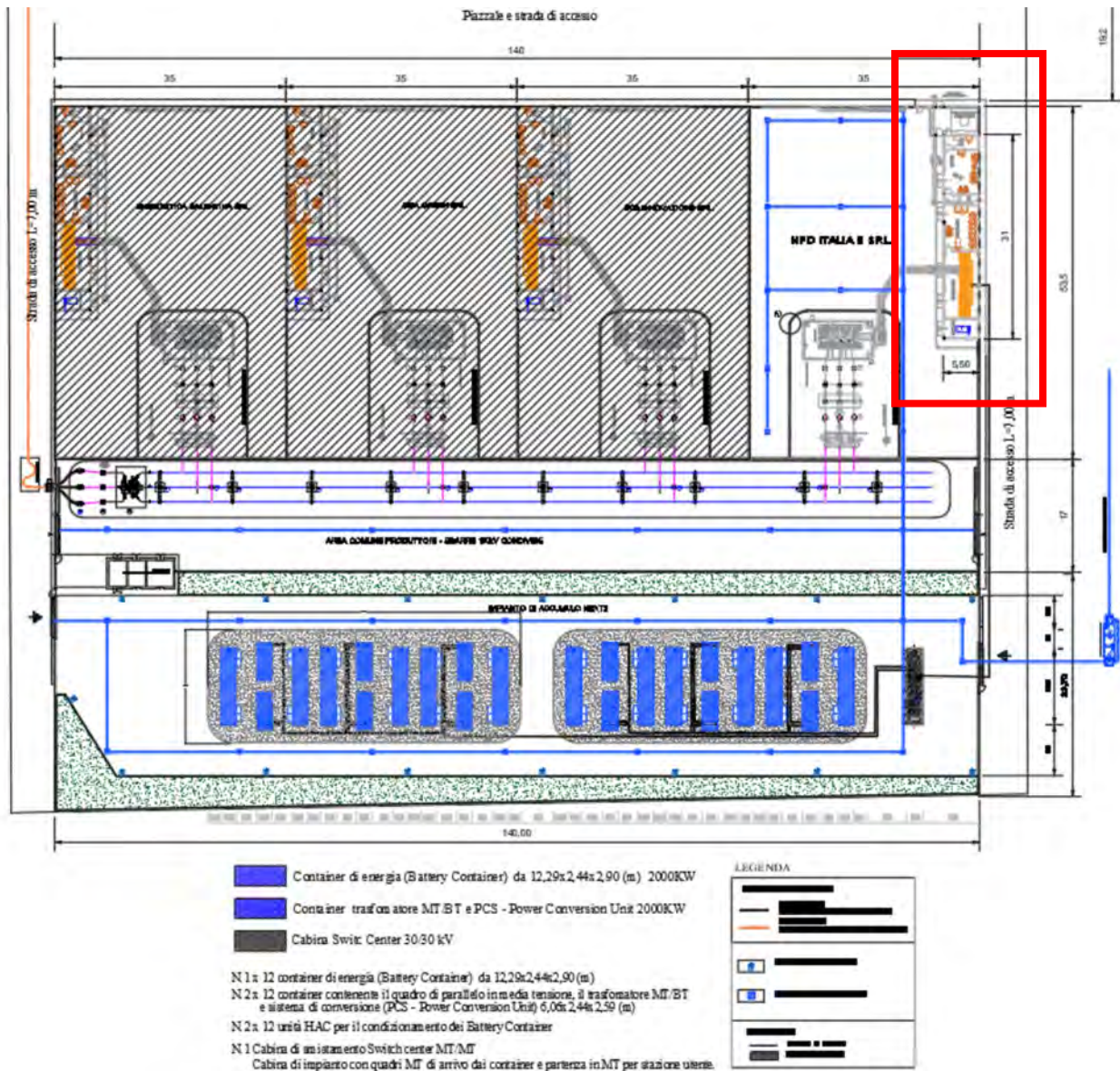


Figura 2 ubicazione dell'opera

Qui di seguito viene riportata la planimetria architettonica.

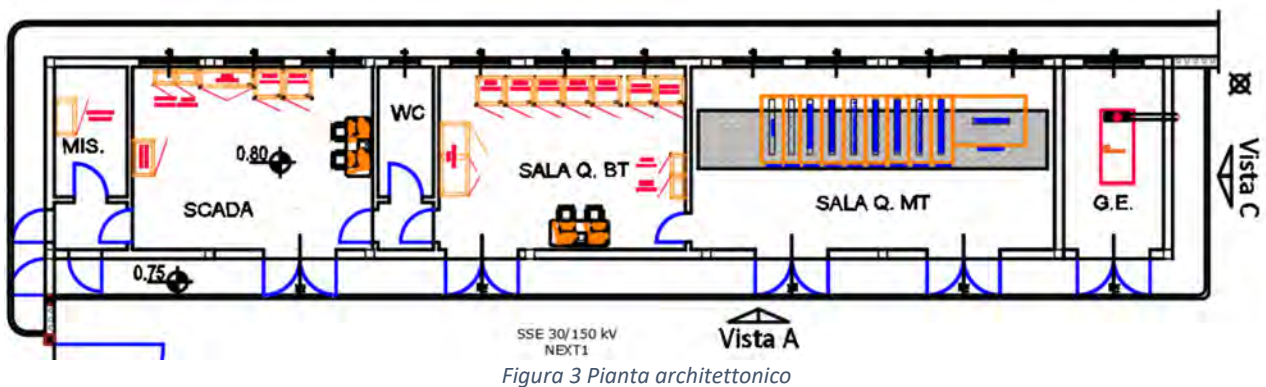


Figura 3 Pianta architettonico

La struttura è composta essenzialmente da due livelli:

- Piano interrato
- Piano terra

Il piano interrato è separato dal piano terra mediante una soletta in c.a. composto da una foratura di alloggio di una struttura metallica a sostegno dei cavidotti dell'impianto.

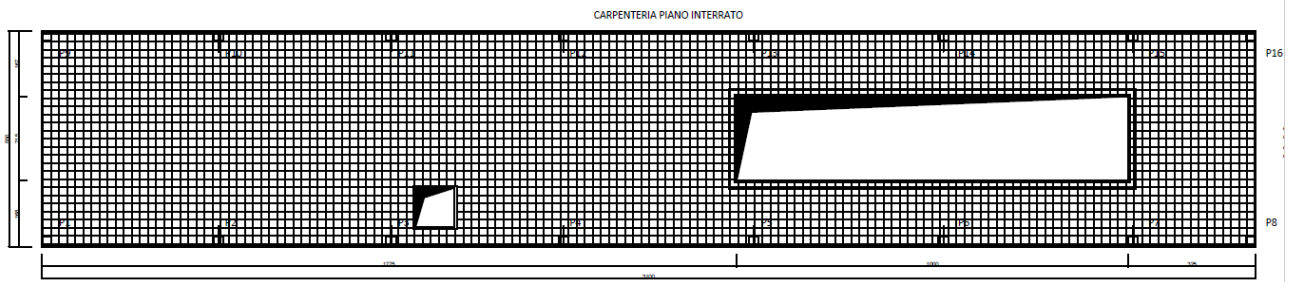


Figura 4 soletta piano terra

Il piano (+0.80) corrisponde al piano finito di calpestio del piano terra come mostra la seguente immagine riguardante le quote altimetriche.

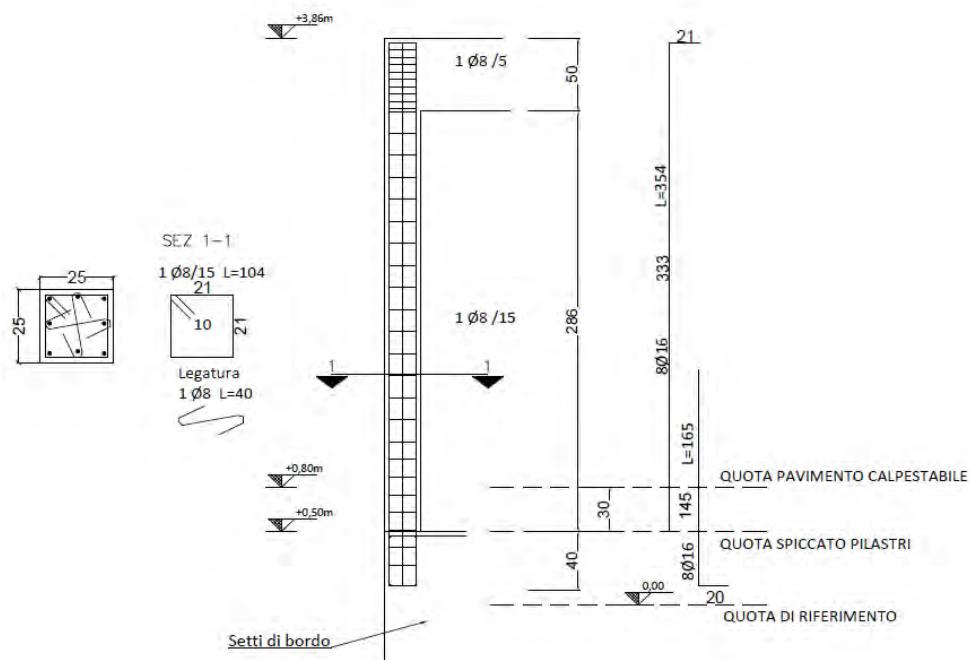


Figura 5 elevazione dei pilastri 1 (Strutturale)

La struttura fondale è costituita da una platea in c.a. di dimensioni 3100cm x 550cm x 40cm interrata sulla quale sorgono i muri di sostegno e di irrigidimento che si erigono verso l'alto per un'altezza massima di 185cm. Le stesse fondazioni oltre ad avere il compito di diffondere i carichi nel terreno, fungono da supporto della tamponatura di bordo.

L'impalcato orizzontale di copertura è costituito da solai gettati parzialmente in opera ad orditura realizzata mediante travetti precompressi del tipo 9x12 capaci di sorreggere i carichi verticali permanenti strutturali, permanenti non strutturali e accidentali.

Il solaio è posto a quota +3,86m dal livello 0,00m e poggia direttamente su due travi di bordo parallele 30x50 appartenenti ai telai rispettivamente P1-P8 e P9-P16.

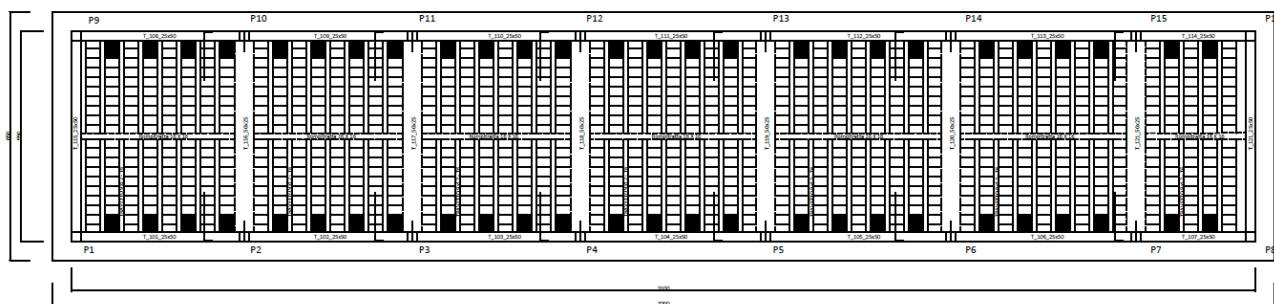


Figura 6 Carpenteria piano terra: disposizione dei telai e orditura solai (Strutturale)

In Figura 7 si riporta un prospetto architettonico della struttura oggetto d'intervento.

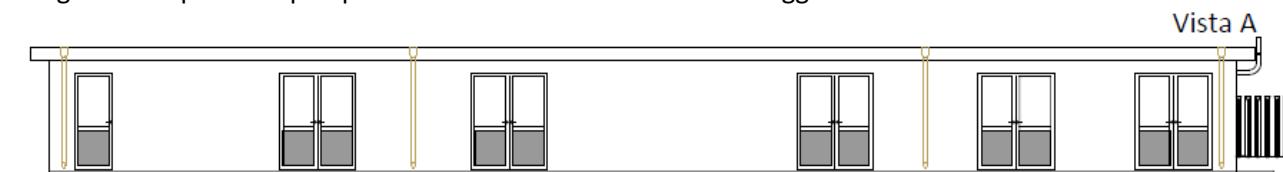


Figura 7 Struttura in Elevazione (Architettonico)

3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

1. D.Min. Infrastrutture Min. Interni e Prot. Civile 17 Gennaio 2018 e allegate "Norme tecniche per le costruzioni".
2. D.Min. Infrastrutture Min. Interni e Prot. Civile 14 Gennaio 2008 e allegate "Norme tecniche per le costruzioni".
3. D.Min. Infrastrutture e trasporti 14 Settembre 2005 e allegate "Norme tecniche per le costruzioni".
4. Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003 "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica" e successive modificazioni e integrazioni.
5. UNI EN 1990:2006 13/04/2006 Eurocodice 0 - Criteri generali di progettazione strutturale.
6. UNI EN 1991-1-1:2004 01/08/2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-1: Azioni in generale - Pesì per unità di volume, pesì propri e sovraccarichi per gli edifici.
7. UNI EN 1991-1-3:2004 01/10/2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-3: Azioni in generale - Carichi da neve.
8. UNI EN 1992-1-1:2005 24/11/2005 Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
9. UNI EN 1997-1:2005 01/02/2005 Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica - Parte 1: Regole generali.
10. UNI EN 1998-1:2005 01/03/2005 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici.
11. UNI EN 1998-5:2005 01/01/2005 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

4. MATERIALI IMPIEGATI

La struttura in oggetto è costituita dai seguenti elementi:

- Magrone di fondazione con calcestruzzo C12/15
- Plaetee di fondazione con calcestruzzo C35/45
- Muri di sostegno con calcestruzzo C35/45
- Pilastri con calcestruzzo C35/45
- Solette in c.a. con calcestruzzo C35/45

- Solai in latero cemento con calcestruzzo C35/45
- Armature per calcestruzzo armato B450C
- Strutture in carpenteria metallica con acciaio S355
- Bullonature 8.8

CALCESTRUZZO

La classe di esposizione dei calcestruzzi, come definito nel paragrafo 4.1.2.2.4.2 della NTC2018 per quanto riguarda le condizioni ambientali, è del tipo “Ordinaria”.

Tab. 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

In merito al comportamento meccanico del calcestruzzo è stato utilizzato il modello legame costitutivo del tipo Parabola-Rettangolo così come proposto dalla NTC2018 nel paragrafo 4.1.2.1.2.1.

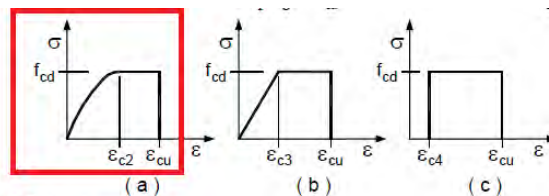


Fig. 4.1.1 – Modelli σ - ϵ per il calcestruzzo

I parametri meccanici caratteristici e di progetto riportati nella seguente tabella e sono desunti dalle formulazioni riportate nella NTC2018 nel paragrafo 4.1.2.1.1 per il calcestruzzo.

Tabella 1 Parametri meccanici calcestruzzo C35/45

CALCESTRUZZO C35/45		
Rck [MPa]	45	Resistenza cubica caratteristica
γ_c	1,5	Coefficiente di sicurezza
α_{cc}	0,85	Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata
ϵ_{cu}	0,0035	deformazione ultima
f_{ck} [MPa]	37,35	Resistenza cilindrica caratteristica
f_{cd} [MPa]	21,17	Resistenza cilindrica di progetto
$f_{cm,28gg}$ [MPa]	45,35	Resistenza a compressione dopo 28gg di maturazione
f_{ctm} [MPa]	3,35	Resistenza a trazione media
f_{ctk} [MPa]	2,35	Resistenza a trazione caratteristica
f_{ctd} [MPa]	1,56	resistenza a trazione di progetto
f_{bd} [MPa]	3,52	Resistenza di aderenza calcestruzzo-acciaio
$E_{cm,28gg}$ [MPa]	34625,49	Modulo elastico

Il peso specifico del calcestruzzo armato è stato posto pari a 25kN/m³.

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo armato ordinario, esposte all’azione dell’ambiente, si devono adottare i provvedimenti atti a limitare gli effetti di degrado indotti dall’attacco chimico, fisico e derivante dalla corrosione delle armature e dai cicli di gelo e disgelo.

La classe di esposizione è regolamentata dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici nonché nella UNI EN 206:2016 così come segue.

Classe esposizione norma UNI 9858	Classe esposizione norma UNI 11104 UNI EN 206-1	Descrizione dell'ambiente	Esempio	Massimo rapporto a/c	Minima Classe di resistenza	Contenuto minimo in aria (%)
1 Assenza di rischio di corrosione o attacco						
1	X0	Per calcestruzzo privo di armatura o inserti metallici: tutte le esposizioni eccetto dove c'è gelo/disgelo, o attacco chimico. Calcestruzzi con armatura o inserti metallici in ambiente molto asciutto.	Interno di edifici con umidità relativa molto bassa. Calcestruzzo non armato all'interno di edifici. Calcestruzzo non armato immerso in suolo non aggressivo o in acqua non aggressiva. Calcestruzzo non armato soggetto a cicli di bagnato asciutto ma non soggetto ad abrasione, gelo o attacco chimico.	-	C 12/15	
2 Corrosione indotta da carbonatazione						
Nota - Le condizioni di umidità si riferiscono a quelle presenti nel copriferro o nel ricoprimento di inserti metallici, ma in molti casi si può considerare che tali condizioni riflettano quelle dell'ambiente circostante. In questi casi la classificazione dell'ambiente circostante può essere adeguata. Questo può non essere il caso se c'è una barriera fra il calcestruzzo e il suo ambiente.						
2 a	XC1	Asciutto o permanentemente bagnato.	Interni di edifici con umidità relativa bassa. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con le superfici all'interno di strutture con eccezione delle parti esposte a condensa o immerse in acqua.	0,60	C 25/30	
2 a	XC2	Bagnato, raramente asciutto.	Parti di strutture di contenimento liquidi, fondazioni. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso prevalentemente immerso in acqua o terreno non aggressivo.	0,60	C 25/30	
5 a	XC3	Umidità moderata.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici esterne riparate dalla pioggia, o in interni con umidità da moderata ad alta.	0,55	C 28/35	
4 a 5 b	XC4	Ciclicamente asciutto e bagnato.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici soggette a alternanze di asciutto ed umido. Calcestruzzi a vista in ambienti urbani. Superfici a contatto con l'acqua non comprese nella classe XC2.	0,50	C 32/40	
3 Corrosione indotta da cloruri esclusi quelli provenienti dall'acqua di mare						
5 a	XD1	Umidità moderata.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in superfici o parti di ponti e viadotti esposti a spruzzi d'acqua contenenti cloruri.	0,55	C 28/35	
4 a 5 b	XD2	Bagnato, raramente asciutto.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in elementi strutturali totalmente immersi in acqua anche industriale contenente cloruri (Piscine).	0,50	C 32/40	
5 c	XD3	Ciclicamente bagnato e asciutto.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso, di elementi strutturali direttamente soggetti agli agenti disgelanti o agli spruzzi contenenti agenti disgelanti. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso, elementi con una superficie immersa in acqua contenente cloruri e l'altra esposta all'aria. Parti di ponti, pavimentazioni e parcheggi per auto.	0,45	C 35/45	

Classe esposizione norma UNI 9858	Classe esposizione norma UNI 11104 UNI EN 206-1	Descrizione dell'ambiente	Esempio	Massimo rapporto a/c	Minima Classe di resistenza	Contenuto minimo in aria (%)
4 Corrosione indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare						
4 a 5 b	XS1	Esposto alla salsedine marina ma non direttamente in contatto con l'acqua di mare.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali sulle coste o in prossimità.	0,50	C 32/40	
	XS2	Permanentemente sommerso.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso di strutture marine completamente immersi in acqua.	0,45	C 35/45	
	XS3	Zone esposte agli spruzzi o alle marea.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali esposti alla battigia o alle zone soggette agli spruzzi ed onde del mare.	0,45	C 35/45	
5 Attacco dei cicli di gelo/disgelo con o senza disgelanti *						
2 b	XF1	Moderata saturazione d'acqua, in assenza di agente disgelante.	Superfici verticali di calcestruzzo come facciate e colonne esposte alla pioggia ed al gelo. Superfici non verticali e non soggette alla completa saturazione ma esposte al gelo, alla pioggia o all'acqua.	0,50	C 32/40	
3	XF2	Moderata saturazione d'acqua, in presenza di agente disgelante.	Elementi come parti di ponti che in altro modo sarebbero classificati come XF1 ma che sono esposti direttamente o indirettamente agli agenti disgelanti.	0,50	C 25/30	3,0
2 b	XF3	Elevata saturazione d'acqua, in assenza di agente disgelante	Superfici orizzontali in edifici dove l'acqua può accumularsi e che possono essere soggetti ai fenomeni di gelo, elementi soggetti a frequenti bagnature ed esposti al gelo.	0,50	C 25/30	3,0
3	XF4	Elevata saturazione d'acqua, con presenza di agente antigelo oppure acqua di mare.	Superfici orizzontali quali strade o pavimentazioni esposte al gelo ed ai sali disgelanti in modo diretto o indiretto, elementi esposti al gelo e soggetti a frequenti bagnature in presenza di agenti disgelanti o di acqua di mare.	0,45	C 28/35	3,0
6 Attacco chimico**						
5 a	XA1	Ambiente chimicamente debolmente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Contenitori di fanghi e vasche di decantazione. Contenitori e vasche per acque reflue.	0,55	C 28/35	
4 a 5 b	XA2	Ambiente chimicamente moderatamente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Elementi strutturali o pareti a contatto di terreni aggressivi.	0,50	C 32/40	
5 c	XA3	Ambiente chimicamente fortemente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Elementi strutturali o pareti a contatto di acque industriali fortemente aggressive. Contenitori di foraggi, mangimi e liquame provenienti dall'allevamento animale. Torri di raffreddamento di fumi di gas di scarico industriali.	0,45	C 35/45	
<p>*) Il grado di saturazione della seconda colonna riflette la relativa frequenza con cui si verifica il gelo in condizioni di saturazione: - moderato: occasionalmente gelato in condizione di saturazione; - elevato: alta frequenza di gelo in condizioni di saturazione.</p> <p>***) Da parte di acque del terreno e acque fluenti.</p>						

Per le opere della presente relazione si adotta quanto segue:

OPERE FUORI TERRA Classe di esposizione XC2
OPERE INTERRATE Classe di esposizione XC2

Al fine di preservare le armature dai fenomeni di aggressione ambientale, dovrà essere previsto un idoneo copriferro; definito come la distanza tra la superficie esterna dell'armatura, inclusi collegamenti e staffe, e la superficie di calcestruzzo più vicina.

Per l'elemento strutturale in esame risulta un copriferro minimo $c_{min} = 35mm$.

ACCIAIO PER CALCESTRUZZI

Per quanto riguarda l'acciaio costituenti le barre d'armatura è stato utilizzato il modello legame costitutivo del tipo Elastico-perfettamente plastico così come proposto dalla NTC2018 nel aragrafo 4.1.2.1.2.2.

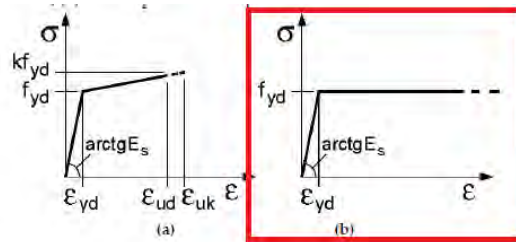


Fig. 4.1.3 – Modelli σ - ϵ per l'acciaio

I parametri meccanici caratteristici e di progetto riportati in **Errore**. L'origine riferimento non è stata trovata. sono desunti dalle formulazioni riportate nella NTC2018 nel paragrafo 4.1.2.1.2.2 per l'acciaio.

Tabella 2 Parametri meccanici dell'acciaio per calcestruzzi

ACCIAIO B450C		
f_{yk} [MPa]	450	Resistenza a trazione di snervamento caratteristica
E_s [MPa]	210000	Modulo elastico
γ_s	1,15	Coefficiente di sicurezza
f_{yd} [Mpa]	391,30	Resistenza a trazione di snervamento di progetto
ϵ_{yd}	0.001863	deformazione allo snervamento

Il peso specifico dell'acciaio è stato posto pari a 78.5 kN/m^3 .

ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA

Per i laminati a caldo si prevede un acciaio S 355, avente le seguenti caratteristiche

Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} \geq$	355	MPa
Tensione di snervamento rottura	$f_{yt} \geq$	510	MPa
Tensione di snervamento di progetto	$f_{yd} \geq$	338	MPa
Modulo di elasticità	$E_a =$	210000	MPa
Classe di esecuzione dell'acciaio		EXC2	

Dal 1 Luglio 2014 è diventata obbligatoria l'implementazione della marcatura "CE" degli elementi metallici in acciaio ed alluminio per uso strutturale utilizzati nelle costruzioni (UNI EN 1090-1:2011).

Definizione delle classi di conseguenze: (CC Conseguenze Class).

Classe di conseguenze	Descrizione	Esempi di edifici e di opere di ingegneria civile
CC3	Elevate conseguenze per perdita di vite umane, o conseguenze molto gravi in termini economici, sociali o ambientali	<ul style="list-style-type: none"> Gradinate di impianti sportivi Edifici pubblici nei quali le conseguenze del collasso sono alte (es. sale da concerti) Ponti Ferroviari etc...
CC2	Conseguenze medie per perdita di vite umane, conseguenze considerevoli in termini economici, sociali o ambientali	<ul style="list-style-type: none"> Edifici residenziali e per uffici Edifici pubblici nei quali le conseguenze del collasso sono medie (es. edificio di uffici) Edifici industriali
CC1	Conseguenze basse per perdite di vite umane, e conseguenze modeste o trascurabili in termini economici, sociali o ambientali	<ul style="list-style-type: none"> Costruzioni agricole, nei quali generalmente nessuno entra (es. serre) Magazzini per sostanze non pericolose e nei quali l'accesso del personale sia assolutamente limitato

CC1=BASSA CC2=STANDARD CC3=ALTA

Definizione delle classi di servizio: (SC Service Categories).

Categoria	Parametri
SC1	<ul style="list-style-type: none"> Strutture e componenti progettati soltanto per azioni quasi statiche Strutture e componenti le cui connessioni sono progettate per l'azione sismica in regioni con bassa sismicità e classe di duttilità DCL Strutture e componenti progettati per azioni a fatica da carroponti/gru meccanici (classe S₀)
SC2	<ul style="list-style-type: none"> Strutture e componenti progettati per la resistenza a fatica in accordo alla EN 1993 (es. ponti stradali e ferroviari, gru, carriponte classi da S₁ a S₅) Strutture suscettibili a vibrazione da vento, folla o macchinari in rotazione Strutture e componenti progettati per l'azione sismica in regioni con media o alta sismicità ed in classe di duttilità DCM o DCH

DCL,DCM, DCH classi di duttilità in accordo alla EN 1998-1 (eurocodice-8)
SC1= carico statico SC2=sollecitazione a fatica

Definizione della categoria di produzione: (PC Production Categories).

Categoria	Parametri
PC1	<ul style="list-style-type: none"> Componenti non saldati fabbricati con qualsiasi classe di acciaio componenti saldati fabbricati con classe di acciaio inferiore all S355 (=S275max)
PC2	<ul style="list-style-type: none"> Componenti saldati fabbricati con classe di acciaio uguale o superiore alla S355 Componenti essenziali per l'integrità strutturale che vengono assemblati in situ mediante saldatura componenti prodotti a caldo o che ricevono trattamenti termici durante la produzione

PC1-S355(=S275) PC2-S355

Determinazione della classe di esecuzione: (EXC Execution Classes).

Categorie Esecuzione		CC1		CC2		CC3	
Service Categories		SC1	SC2	SC1	SC2	SC1	SC2
Production Categories	PC1	EXC1	EXC2	EXC2	EXC3	EXC3*	EXC3*
	PC2	EXC2	EXC2	EXC2	EXC3	EXC3*	EXC4

* EXC4 should be applied to small structures or situations with extreme consequences of a structural failure as required by national practice.

Il peso specifico dell'acciaio è pari a 78,50 kN/m³.

BULLONATURE

Le bullonature previste saranno di tipologia 8.8 ad alta aderenza aventi le seguenti caratteristiche

8.8		
ftb [MPa]	800	Resistenza ultima del bullone
fyb [MPa]	640	Resistenza a snervamento del bullone
E _s [MPa]	210000	Modulo elastico bullone
γ _s	1,25	Coefficiente di sicurezza
ε _{yd}	0.001863	deformazione allo snervamento

I coefficienti di sicurezza adottati sono riportati nella Tab.4.2.XIV della NTC2018

Tab. 4.2. XIV - Coefficienti di sicurezza per la verifica delle unioni.

Resistenza dei bulloni	γ _{M2} = 1,25
Resistenza dei chiodi	
Resistenza delle connessioni a perno	
Resistenza delle saldature a parziale penetrazione e a cordone d'angolo	
Resistenza dei piatti a contatto	γ _{M3} = 1,25
Resistenza a scorrimento: per SLU	
per SLE	γ _{M3} = 1,10
Resistenza delle connessioni a perno allo stato limite di esercizio	γ _{M6,ser} = 1,0
Pre carico di bullone ad alta resistenza	γ _{M7} = 1,0
con serraggio controllato	
con serraggio non controllato	γ _{M7} = 1,10

5. TIPOLOGIA DI TERRENO

Per i dettagli di caratterizzazione relativi alla morfologia dei terreni si rimanda alla **relazione geologica**.

Si riporta qui di seguito la stratigrafia del terreno in esame e il modello geotecnico.

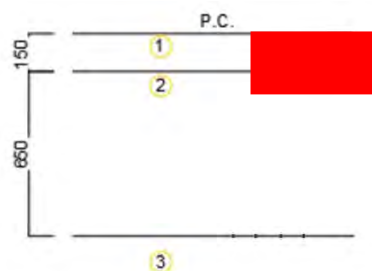


Figura 8 stratigrafia terreno e posizione fondazione (vedi relazione geologica)

Dalla **Relazione geologica** è possibile riscontrare che:

- 1) Le strutture fondali sono caratterizzate da ammassi rocciosi in calcari e calcarenitici entrambi fratturati di scarsa qualità

- 2) La falda è posta a notevole profondità: la fondazione non è interessata dall'influenza della falda
- 3) Categoria sottosuolo assegnata: B – NTC 2018
- 4) Categoria topografica: T – NTC 2018

Sono previsti i seguenti strati:

1. Strato 1: terreno di copertura
2. Strato 2: ammasso roccioso in calcareniti fratturati
3. Strato 3: ammasso roccioso in calcare fratturato

Si riportano qui di seguito i parametri caratteristici geotecnici.

Tabella 3 Parametri geotecnici caratteristici: strato 2

RQD		13%
RMR		22
Peso specifico	$\gamma_k \text{ sat} [\text{kN/m}^3]$	17,30
coesione	$c'k [\text{kN/m}^2]$	70
Coesione Non Drenata	$c_{uk} [\text{kN/m}^2]$	-
Angolo d'attrito	$\phi'k [^\circ]$	29
Modulo elastico	$E [\text{N/mm}^2]$	460
Poisson	ν	0,30
Onde di taglio	$V_s [\text{m/s}]$	500
Onde di compressione	$V_p [\text{m/s}]$	935

Lo spessore del secondo strato è 6,5m.

Tabella 4 Parametri geotecnici caratteristici: strato 3

RQD		16%
RMR		35
Peso specifico	$\gamma_k \text{ sat} [\text{kN/m}^3]$	20,70
coesione	$c'k [\text{kN/m}^2]$	117
Coesione Non Drenata	$c_{uk} [\text{kN/m}^2]$	-
Angolo d'attrito	$\phi'k [^\circ]$	33
Modulo elastico	$E [\text{N/mm}^2]$	1123
Poisson	ν	0,30
Onde di taglio	$V_s [\text{m/s}]$	800
Onde di compressione	$V_p [\text{m/s}]$	1497

Il terzo strato si estende oltre alla punta dei pali degli aerogeneratori.

La Normativa Tecnica per le Costruzioni classifica il terreno di fondazione in funzione della propria natura strutturale. Si riporta qui di seguito la 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 il caso in esame si attribuisce la categoria B.

I parametri geotecnici degli strati sopra elencati sono desunti dalla relazione geologica. Per quanto riguarda i moduli elastici si è fatto riferimento alle relazioni disponibili in letteratura.

I moduli elastici degli ammassi rocciosi possono essere dedotti dai parametri RMR, Vp e GSI con le seguenti relazioni.

RMR – Vp

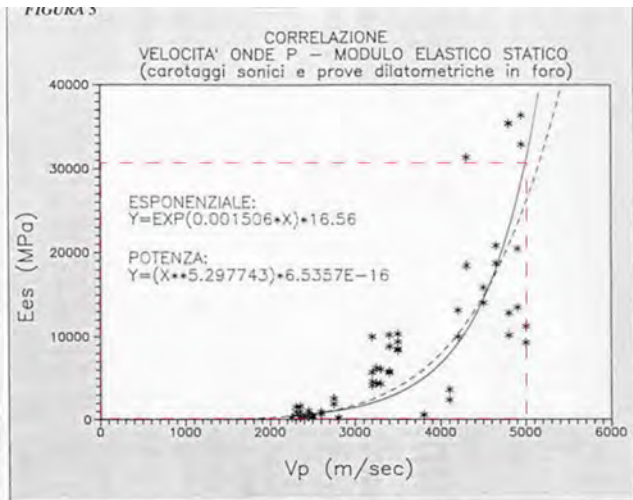
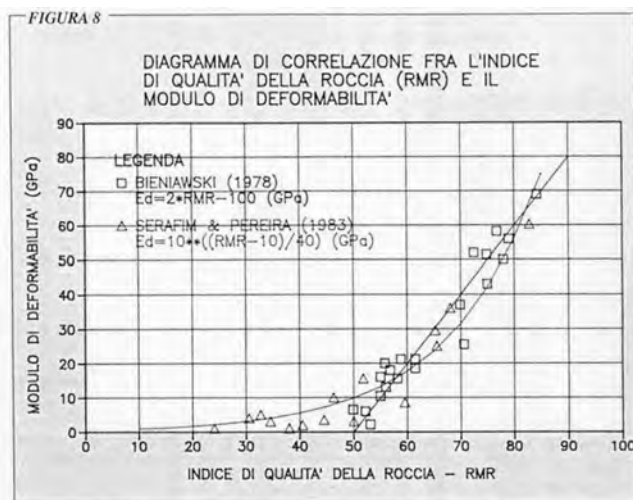


Figura 9 RMR- Vp - Modulo elastico statico

GSI

Per quanto riguarda il modulo di deformabilità dell'ammasso roccioso, viene espresso come segue:

$$E_d = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} \cdot 10^{\frac{GSI-10}{40}} \quad (GPa) \rightarrow (\sigma_{ci} < 100 \text{ MPa})$$

$$E_d = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \cdot 10^{\frac{GSI-10}{40}} \quad (GPa) \rightarrow (\sigma_{ci} > 100 \text{ MPa})$$

dove $GSI = RMR_{drenato} - 5$

Qui di seguito i risultati di calcolo del modulo elastico statico in MPa.

Strato 2 calcareniti	
VP	68
	48
	752
RMR	622
	692
GSI	556
E _{stat}	460

Strato 3 calcari	
VP	114
	158
	1524
RMR	1259
	1873
GSI	1811
E _{stat}	1123

E _{din}	1125
------------------	------

E _{din}	3444
------------------	------

Per entrambi gli strati, viene preso in considerazione la media dei valori dei moduli elastici calcolati con le relazioni sopra esposte.

Per la determinazione delle velocità delle onde di compressione V_p e quelle di taglio V_s dedotte dalle analisi geologiche è stato opportuno avvalersi delle seguenti relazioni.

$$V_p = V_s \cdot [(1 - \nu)/(0,5 - \nu)]^{0,5}$$

- modulo di taglio $G_0 = \rho \cdot V_s^2 = \gamma/g \cdot V_s^2$
- modulo di Young $E_0 = 2 \cdot G_0(1 + \nu)$
- modulo edometrico $M_0 = \rho \cdot V_p^2 = \gamma/g \cdot V_p^2$

con

- ν = coefficiente di Poisson
- γ = peso di volume del terreno
- g = accelerazione di gravità (9,81 m/s²).

6. CODICE DI CALCOLO IMPIEGATO

Il calcolo strutturale, nonché la determinazione delle caratteristiche delle sollecitazioni, dei modi di vibrare e leverifiche degli elementi costruttivi come travi, pilastri, pareti e nodi è stato effettuato mediante l'uso del software di calcolo agli elementi finiti (FEM) ProSAP vers. 23.6.0 usufruendo della licenza E-TIME messa a disposizione della casa costruttrice 2SI per scopi commerciali come mostra la Figura 10.

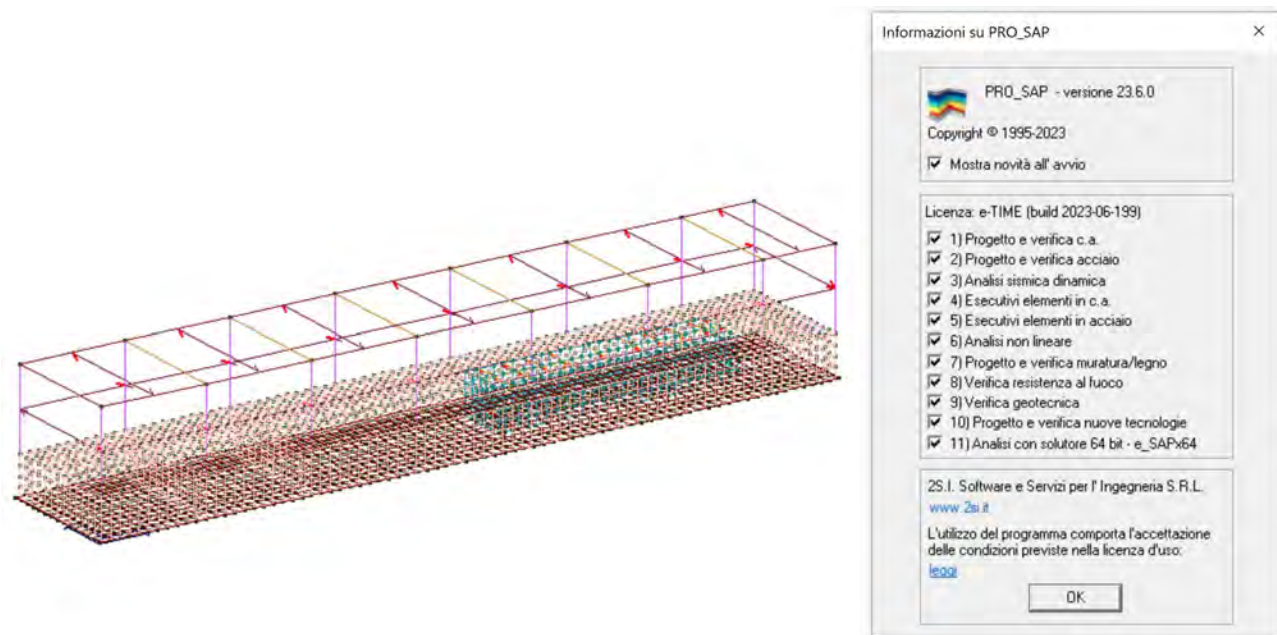


Figura 10 Licenza software ProSAP vers. 23.6.0 con licenza E-TIME

Dal sito web <https://www.2si.it/> è possibile prendere visione di quanto esposto precedentemente (Figura 11).

2S.I. Prodotti Download Supporto Forum Demo Offerta Contatti

PRO_SAP:
 PROGETTA cemento armato, acciaio, muratura ordinaria e armata, legno, XLAM, travi reticolari miste, pareti estese debolmente armate, rinforzi in FRP per muratura e c.a.
 VERIFICA anche edifici esistenti, isolatori, interazione terreno-struttura, resistenza al fuoco, cinematismi di collasso nelle murature.
 APPLICA le norme tecniche per le costruzioni, le precedenti normative italiane, gli Eurocodici.
 GESTISCE elementi elasto-plastici, non linearità geometriche, stabilità dell'equilibrio, fasi costruttive, analisi pushover.
 DISEGNA esecutivi di strutture in c.a., acciaio, legno.
 REDIGE relazione di calcolo, relazione geotecnica, computi, piani di manutenzione.
 DETTAGLIA solai, scale, tetti, nuclei ascensore, cerchiature nella muratura.
 DETERMINA la classificazione sismica degli edifici secondo le linee guida per la classificazione sismica degli edifici (SISMABONUS).
 DIALOGA attraverso la tecnologia IFC con gli attori della filiera BIM.

I **moduli** che compongono PRO_SAP sono acquistabili singolarmente per consentire la massima personalizzazione.
Altri programmi consentono la verifica di muri di sostegno, della stabilità dei pendii, degli interventi locali sui capannoni industriali.

L'**Assistenza** è gratuita per gli utenti delle versioni aggiornate (anche dimostrative).
 Grazie a **videocorsi**, esempi guida, documentazione di **affidabilità**, corsi, assistenza (telefonica, email, skype, webinar), incontri tecnici gratuiti, i progettisti hanno la possibilità di diventare operativi in pochissimo tempo.

LE VERSIONI GRATUITE si possono utilizzare anche per scopi professionali e realizzano disegni e relazioni di calcolo:
ENTRY (comprende i moduli 1,2,3,4,7) è gratis fino a 150 nodi, consente la generazione di relazioni di calcolo e disegni esecutivi.
e-TIME (comprende tutti i moduli) è gratis sabato, domenica e dalle 20 alle 8 tutti i giorni.

Inoltre, la versione **start-UP** (comprende tutti i moduli) è pensata per scopi didattici o di ricerca scientifica e non ha limiti di orario o di nodi.

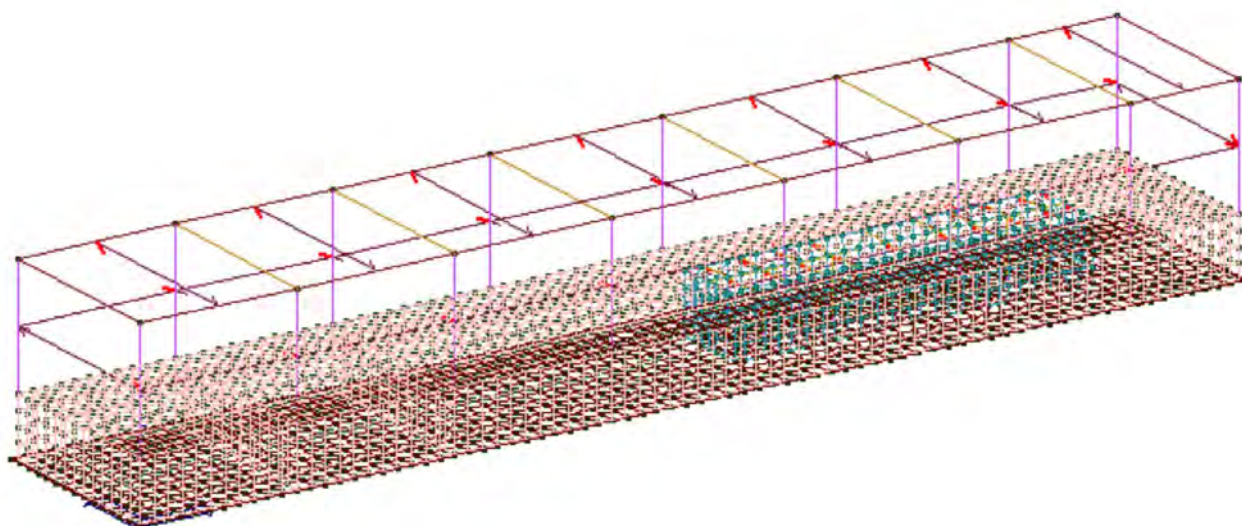
Figura 11 Sito 2si

7. DESCRIZIONE DELLA MODELLAZIONE STRUTTURALE

Come accennato nei paragrafi precedenti è stata studiata la struttura da adibire a cabina per impianti MT mediante la modellazione della stessa agli elementi finiti (FEM). Sono stati utilizzati elementi frame per caratterizzare le travi e i pilastri (elementi D2), elementi solaio per definire i solai. Per la modellazione dei setti in c.a. e della fondazione sono stati definiti elementi shell-thick (elementi D3).

È possibile prendere visione della modellazione nella Figura 12 in cui è possibile notare anche il numero degli elementi utilizzati:

- Numero di nodi: 3153
- Numero di elementi D2: 264
- Numero di elementi D3: 3186
- Numero di elementi solai: 41



Nodi: 3153 (0); D2: 264 (0); D3: 3186 (0); Solai: 41 (0);

Figura 12 Modello della struttura (Fili)

Come si vede dalla Figura 12 il sistema di riferimento XYZ ha come origine il nodo di base del pilastro P1. L'asse Z è rivolto verso l'alto, l'asse X diretto in direzione di P2, mentre l'asse Y è diretto in direzione P9. Qui di seguito si riportano le due viste estruse del modello.

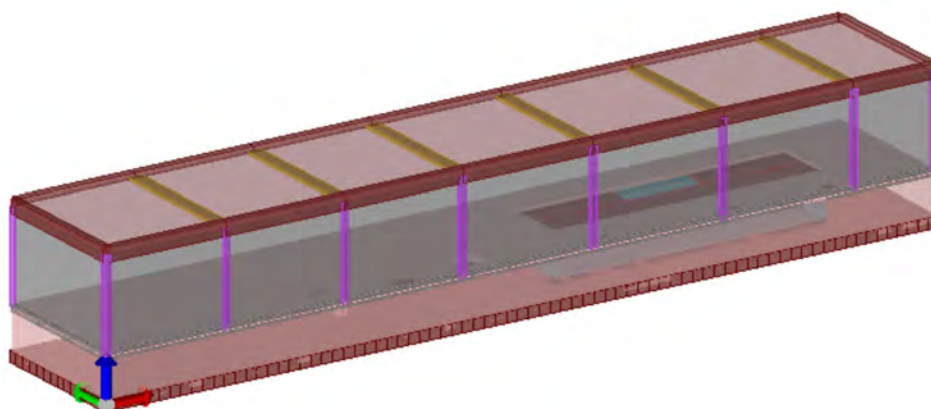


Figura 13 vista estrusa 1

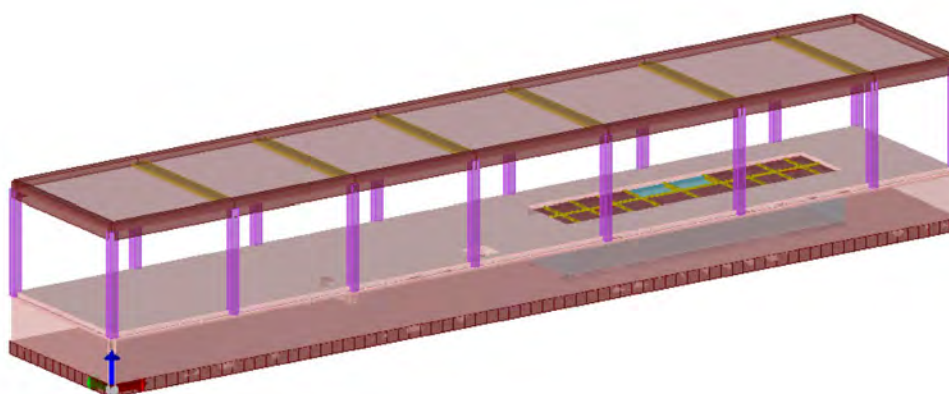


Figura 14 vista estrusa 2: tamponature spente

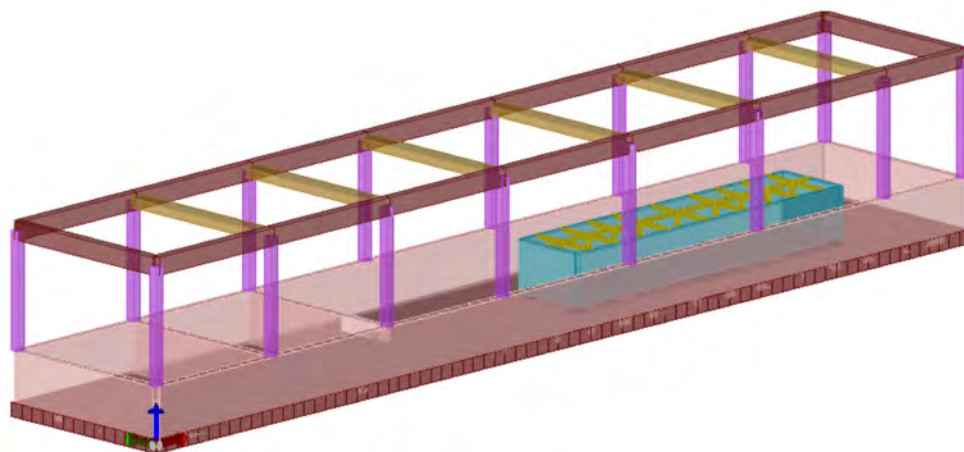


Figura 15 vista estrusa 3: solai, tamponature e piano terra spenti

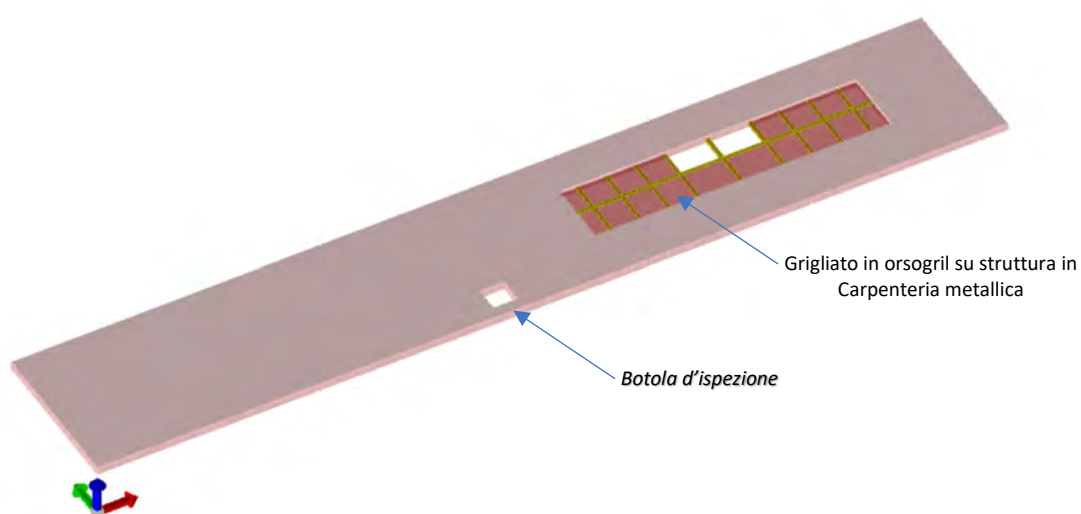


Figura 16 soletta piena in c.a. di piano terra

La tamponatura di bordo è stata modellata mediante elemento pannello con orditura orizzontale avente peso e rigidità nulli per agevolare l'applicazione del carico da vento. Il peso della tamponatura è valutato nei paragrafi successivi.

8. VERIFICHE DI REGOLARITA'

Le verifiche di regolarità della costruzione sono regolamentate dal paragrafo 7.2.1 delle NTC2018 così come segue

7.2.1. CARATTERISTICHE GENERALI DELLE COSTRUZIONI

REGOLARITÀ

Le costruzioni devono avere, quanto più possibile, struttura iperstatica caratterizzata da *regolarità in pianta e in altezza*. Se necessario, ciò può essere conseguito suddividendo la struttura, mediante giunti, in unità tra loro dinamicamente indipendenti.

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

- a) la distribuzione di masse e rigidezze 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 rigidezza 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 rigidezza nel proprio piano tanto maggiore della corrispondente rigidezza 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 rigidezza 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 rigidezza non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidezza 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 rigidezza 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 oggetto di valutazioni statiche e sismiche non è regolare in pianta ma è regolare in altezza.

9. VALUTAZIONE DELLE AZIONI

Al fine di valutare le caratteristiche delle sollecitazioni della struttura sono stati valutati i pesi che gravano su di essa, nonché i carichi verticali permanenti strutturali G1, i carichi permanenti non strutturali G2, i carichi accidentali Qk.

Per quel che concerne le azioni orizzontali sono state valutate i carichi da vento e i carichi da azione sismica.

Inoltre, avendo previsto un livello interrato, sono state valutate le azioni dovute alle spinte delle terre.

9.1. ANALISI DEI CARICHI GRAVITAZIONALI

Qui di seguito vengono distinti i carichi verticali.

STRUTTURA

Il peso degli elementi strutturali viene automaticamente calcolato in funzione dei pesi specifici e delle sezioni delle stesse e sono del tipo G1.

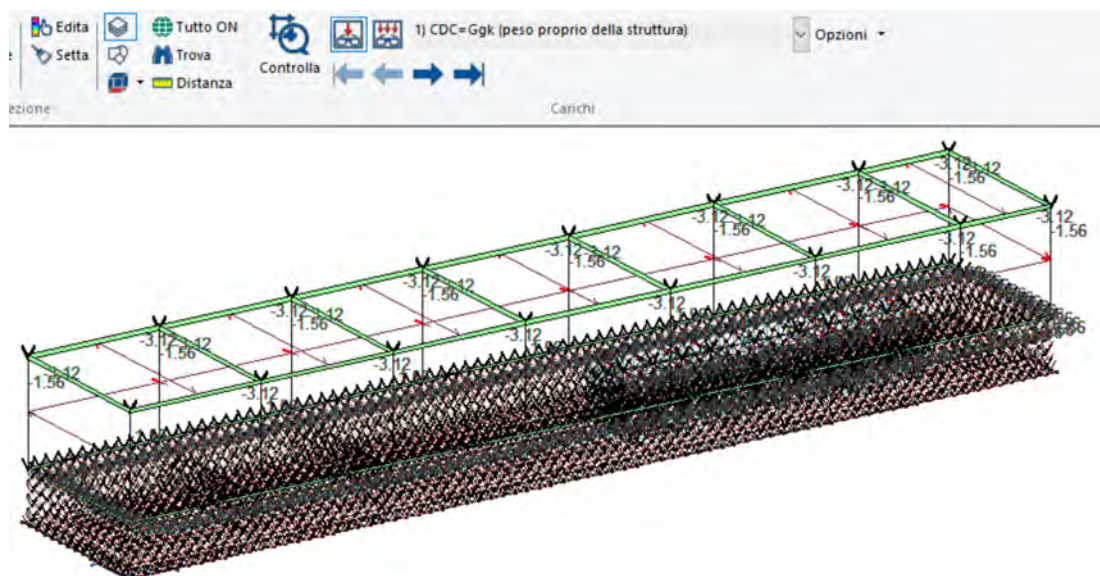


Figura 17 G1 struttura

COPERTURE (SOLAIO DI COPERTURA E PIANEROTTOLO IN GRIGLIATO)

Come accennato nel Paragrafo 2 i solai sono realizzati in calcestruzzo armato parzialmente gettato in opera. Infatti è stata prevista la posa in opera di travetti precompressi 9x12, di lunghezze definite negli elaborati strutturali a seconda dei campi di solai, posti ad interasse di 50cm.

In particolare, sapendo che la luce massima da ricoprire dal solaio è di 525cm (distanza tra allineamenti A-B come da tavola Strutturale), è stato definito lo spessore minimo come:

$$Sp_{sol.MIN}=525cm * 1/25 = 21cm$$

Pertanto si è scelto pignatte alveolate di altezza pari a 20cm: il solaio raggiunge lo spessore di 25cm (20cm+5cm).

Nella Tabella 5 sono esposti i pesi specifici dei materiali costituenti il pacchetto solaio e la stima dei carichi G1 e G2 e, in particolare, per quest'ultimo è stata attribuita una pendenza del 2% per agevolare lo scolo delle acque piovane riguardante la tufina di allettamento.

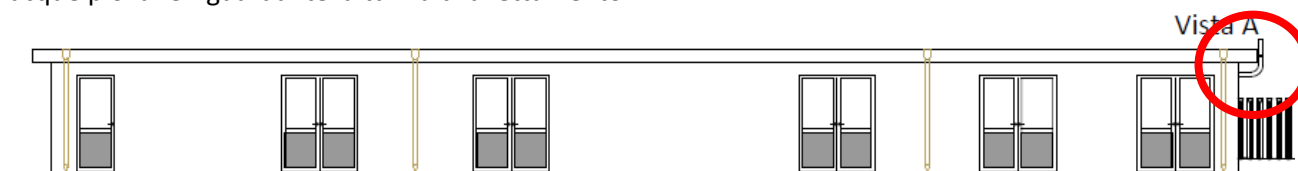


Figura 18 prospetto

Tabella 5 Calcolo G1 e G2 solaio

l [cm]	PACCHETTO SOLAIO							COP	
	denominazione	larghezza [cm]	spessore [cm]	lunghezza [cm]	γ [kN/m ³]	G_i [kN/m _{lung}]		$G_{L,TOT}$ [kN/m ²]	
100	S1 2 Travetti 12 x 20	24	20	100	25	1,20	G1	3,67	
	S2 soletta	100	5	100	25	1,25			
	S3 pignatta laterizio	76	20	100	8	1,22			
	s4 guaina	0	3	0	0	0,00	G2	3,44	
	s5 tufina	100	15	100	16	2,40			
	s6 chianche	100	4	100	18	0,72			
	s7 intonaco inferiore	100	2	100	16	0,32			

Si adottano, quindi:

- G1=4 kN/mq
- G2=3,50 kN/mq

Al piano terra è presente un grigliato sostenuto da una struttura metallica per consentire il passaggio dei cavidotti e per consentire le operazioni di manutenzione. Si adotta un grigliato del tipo indicato nella seguente figura.

POTISSIMUM® EDILIZIA

Download



POTISSIMUM® è il grigliato in acciaio elettrosaldato che grazie al particolare procedimento di produzione offre eccezionali doti di robustezza coniugati ad una particolare valenza estetica. Grazie all'ampia gamma disponibile a magazzino è possibile rispondere ad ogni richiesta e situazione in particolare a quelle legate al settore edile. Si realizzano progetti con pannelli a misura bordati e scantonati, dai più semplici ai più complessi, anche grazie al supporto dell'Ufficio Tecnico unico nel settore e capace di coadiuvare il cliente nella fase di progettazione per trovare la soluzione più valida ed economica. Sia i GEA Standard disponibili a magazzino in formato 6100x1000 mm sia il materiale finito a misura sono marcati CE e forniti con relativa DoP.

CE
NR 0948-CPR-0287



CARATTERISTICHE TECNICHE

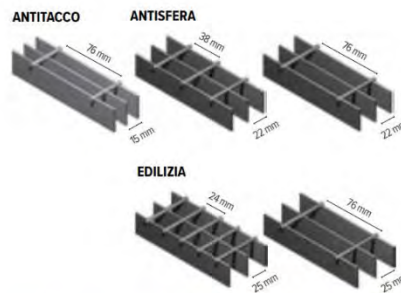
Materiale
> Acciaio S235JR UNI EN 10025
Rivestimento
> Zincatura a caldo UNI EN ISO 1461
Verniciatura
> Colori a tabella RAL
Accessori
> Ganci fermagrigliato > vedi pag. 68

APPLICAZIONI

> Piani di calpestio
> Scale
> Bocche di lupo
> Caditoie
> Pavimentazioni
> Soppalchi

VOCE DI CAPITOLATO

Grigliato elettrosaldato ORSOGRIL POTISSIMUM® EDILIZIA - Pannelli bordati a misura GES (barra portante - maglia)
Maglia mm: 11/15/22/25 x ...
Barra portante mm: ...
Barra trasversale in tondo Ø mm: ...
Cornice di bordatura in piatto mm ... con bugna continua, saldate al pannello mediante procedimento di elettrosaldatura (per pannelli regolari)
Peso kg/m²: ...
Materiale: acciaio S235JR UNI EN 10025
Finitura: zincatura a caldo UNI EN ISO 1461
Gancio fermagrigliato AGLAIA per maglia mm ... - fissaggio da sotto o da sopra
Certificato CE (Rif. Certificato del Controllo della Produzione di Fabbrica 0948-CPR-0287)



			ANTITACCO	ANTISFERA	EDILIZIA		
BARRA PORTANTE	BARRA TRASVERSALE	N. barre portanti	67	47	47	41	41
			Maglia	15x76	22x38	22x76	25x24
h	s	l	Peso:	kg/m ²	kg/m ²	kg/m ²	kg/m ²
25	2	998	25,2	-	18,0	18,4	15,8
30	2	998	30,1	-	21,5	-	18,9
40	2	998	40,1	-	-	-	25,0
25	3	999	38,1	-	-	-	23,6
30	3	999	45,7	-	32,2*	-	28,2
40	3	999	61,0	-	-	-	37,6
50	3	999	76,2	-	-	-	46,9
60	3	999	92,4	-	-	-	57,1
70	3	999	107,8	-	-	-	66,5
80	3	999	123,2	-	-	-	-
40	4	1000	-	-	57,6	-	50,4

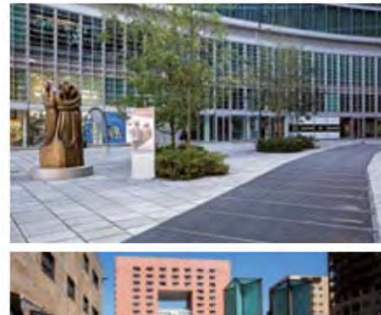


Figura 19 orso grill

Si adotta un carico di 50 kg/m².

Qui di seguito G1 e G2 solai e coperture

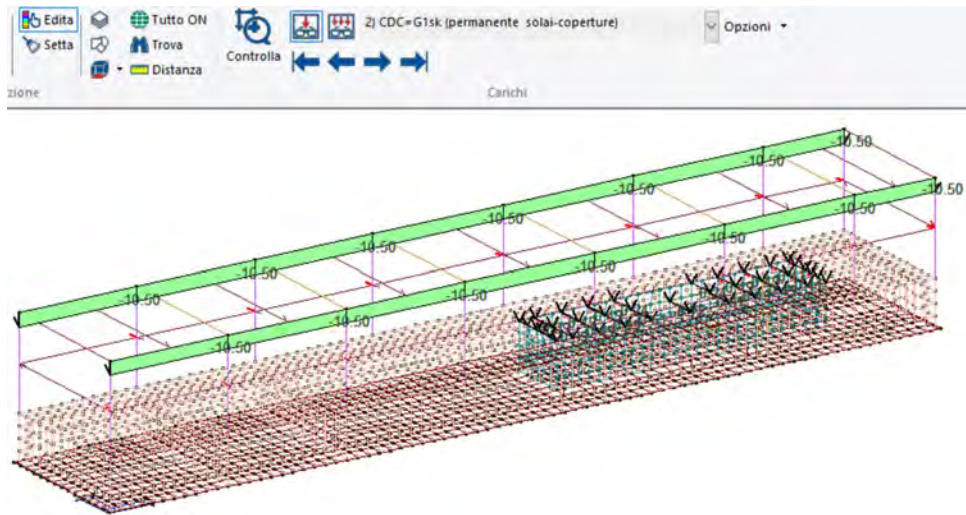


Figura 20 G1 solai e coperture



Figura 21 G2 solai e coperture

PIANO TERRA

Il piano terra è costituito da un orizzontamento in calcestruzzo armato portante al di sopra del quale poggiano due tipologie di finiture:

1. Pavimento con massetto tradizionale
2. Pavimento flottante

Qui di seguito l'analisi dei carichi per entrambe le pavimentazioni

Tabella 6 Pavimento tradizionale

l [cm]	PACCHETTO SOLETTA PT: MIS-BAGNO-GE							G _{i,TOT} [kN/m ²]	
	denominazione	larghezza [cm]	spessore [cm]	lunghezza [cm]	γ [kN/m ³]	G _i [kN/m ²]	G _{i,unq}		
S1	massetto trad. (sabbia e cemento)	100	10		100	16	0,00	G2	0,40
S2	pavimento	100	2		100	20	0,40		

Il peso di un pavimento flottante è pari a 0,50 kN/m².

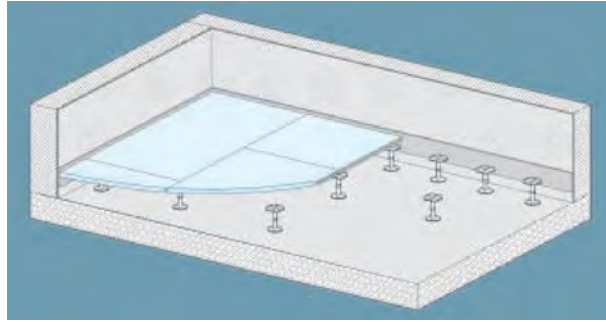


Figura 22 pavimento flottante

Ai fini della stima del carico G2 viene valutata l'incidenza dei tramezzi prevista dal paragrafo 3.1.3 della NTC2018.

Tabella 7 analisi dei carichi tramezzi

TRAMEZZI							SOLAIO N°	G2.TRAM [kN/m ²]
	denominazione	larghezza [cm]	spessore [cm]	altezza parete [cm]	Y [kN/m ³]	G [kN/m]		
s0	intonaco dx	100	2	300	16	0,96	g ₂	2,00
s1	intonaco sx	100	2	300	16	0,96		
s2	tufo	100	10	300	10	3		

G₂ delle partizioni nel modo seguente:

- per elementi divisori con G₂ ≤ 1,00 kN/m : g₂ = 0,40 kN/m²;
- per elementi divisori con 1,00 < G₂ ≤ 2,00 kN/m : g₂ = 0,80 kN/m²;
- per elementi divisori con 2,00 < G₂ ≤ 3,00 kN/m : g₂ = 1,20 kN/m²;
- per elementi divisori con 3,00 < G₂ ≤ 4,00 kN/m : g₂ = 1,60 kN/m²;
- per elementi divisori con 4,00 < G₂ ≤ 5,00 kN/m : g₂ = 2,00 kN/m².

Gli elementi divisori interni con peso proprio maggiore di 5,00 kN/m devono essere considerati in fase di progettazione, tenendo conto del loro effettivo posizionamento sul solaio.

Per un carico lineare prossimo a 5 kN/m si adotta una incidenza dei tramezzi pari a 2 kN/m².

Qui di seguito viene riportata l'analisi dei carichi della tamponatura

Tabella 8 analisi dei carichi tamponature

TAMPONATURA							SOLAIO N°	VANO SCALA
	denominazione	larghezza [cm]	spessore [cm]	altezza parete [cm]	Y [kN/m ³]	G [kN/m]		g ₂ TOT.tram [kN/m]
s0	intonaco dx	100	2	320	16	1,024	g ₂	8,45
s1	intonaco sx	100	2	320	16	1,024		
s2	laterizio	100	25	320	8	6,4		

Per il carico della tamponatura si adotta il valore di 8,50 kN/m.

Lungo le travi di bordo della struttura è prevista la realizzazione di un parapetto a forma di "L" in calcestruzzo pieno come mostra la Figura 18 (cerchio rosso). Qui si seguito il calcolo del peso del parapetto caratterizzato da materiale in calcestruzzo armato.

Area sezione parapetto = 1350 cm² = 0,14 m²

Peso parapetto = 25 kN/m³ * 0,14 m² = 3,50 kN/m

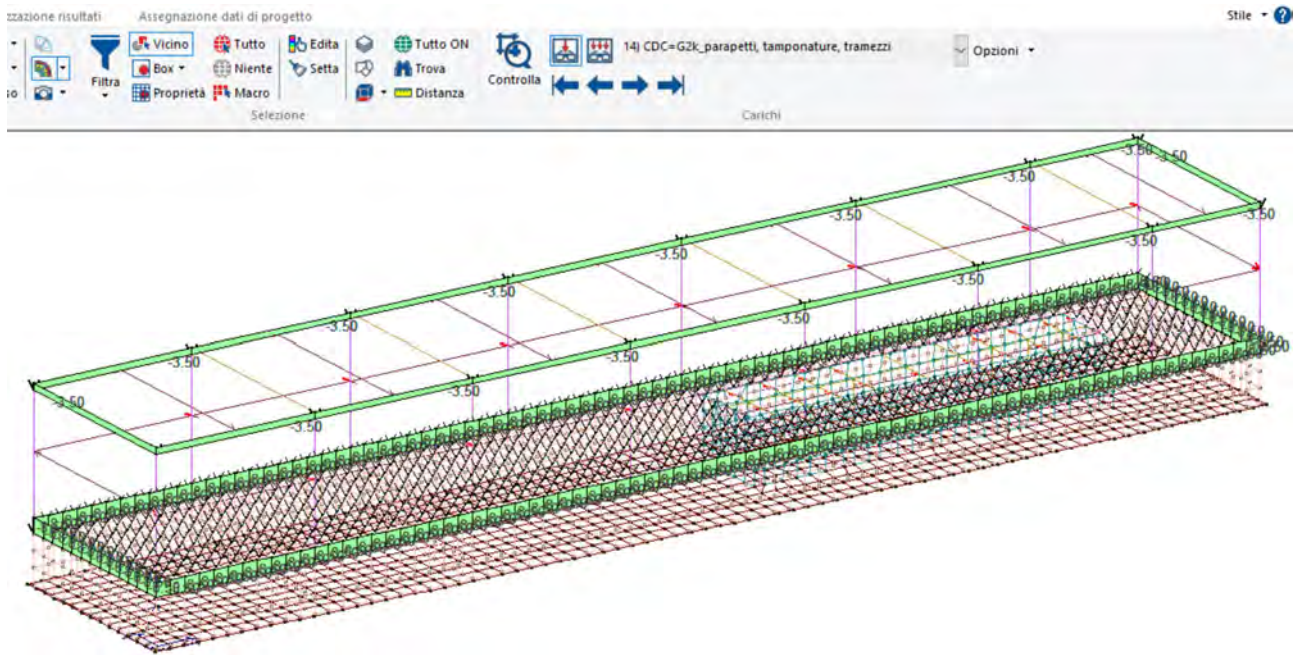


Figura 23 parapetti, tamponature, tramezzi

9.2. DEFINIZIONE DEI CARICHI ACCIDENTALI

Il Paragrafo 3.1.4 delle NTC2018 definisce i carichi accidentali a seconda delle categorie d'uso della costruzione. In particolare si ha che:

- In copertura la categoria assunta è H il cui carico accidentale è pari a $0,50 \text{ kN/m}^2$ per la manutenzione;
- Il piano terra è caratterizzato da categoria E2 per ambienti ad uso industriale per il quale si attribuisce un carico accidentale di 10 kN/m^2 .

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale			
	Aree per attività domestiche e residenziali; sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi (ad esclusione delle aree soggette ad affollamento), camere di degenza di ospedali	2,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi, ballatoi	4,00	4,00	2,00
B	Uffici			
	Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico	2,00	2,00	1,00
	Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	3,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	4,00	4,00	2,00
C	Ambienti suscettibili di affollamento			
	Cat. C1 Aree con tavoli, quali scuole, caffè, ristoranti, sale per banchetti, lettura e ricevimento	3,00	3,00	1,00
	Cat. C2 Aree con posti a sedere fissi, quali chiese, teatri, cinema, sale per conferenze e attesa, aule universitarie e aule magne	4,00	4,00	2,00
	Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli al movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, aree d'accesso a uffici, ad alberghi e ospedali, ad atrii di stazioni ferroviarie	5,00	5,00	3,00
	Cat. C4 Aree con possibile svolgimento di attività fisiche, quali sale da ballo, palestre, palcoscenici	5,00	5,00	3,00
	Cat. C5 Aree suscettibili di grandi affollamenti, quali edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune, gradinate e piattaforme ferroviarie	5,00	5,00	3,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita, con le seguenti limitazioni		
		$\geq 4,00$	$\geq 4,00$	$\geq 2,00$

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
D	Ambienti ad uso commerciale			
	Cat. D1 Negozi	4,00	4,00	2,00
	Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini	5,00	5,00	2,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita		
E	Aree per immagazzinamento e uso commerciale ed uso industriale			
	Cat. E1 Aree per accumulo di merci e relative aree d'accesso, quali biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri	$\geq 6,00$	7,00	1,00*
	Cat. E2 Ambienti ad uso industriale	da valutarsi caso per caso		
F-G	Rimesse e aree per traffico di veicoli (esclusi i ponti)			
	Cat. F Rimesse, aree per traffico, parcheggio e sosta di veicoli leggeri (peso a pieno carico fino a 30 kN)	2,50	2 x 10,00	1,00**
	Cat. G Aree per traffico e parcheggio di veicoli medi (peso a pieno carico compreso fra 30 kN e 160 kN), quali rampe d'accesso, zone di carico e scarico merci	da valutarsi caso per caso e comunque non minori di		
		5,00	2 x 50,00	1,00**
H-I-K	Coperture			
	Cat. H Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione	0,50	1,20	1,00
	Cat. I Coperture praticabili di ambienti di categoria d'uso compresa fra A e D	secondo categorie di appartenenza		
	Cat. K Coperture per usi speciali, quali impianti, eliporti	da valutarsi caso per caso		

* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati.

** per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso.

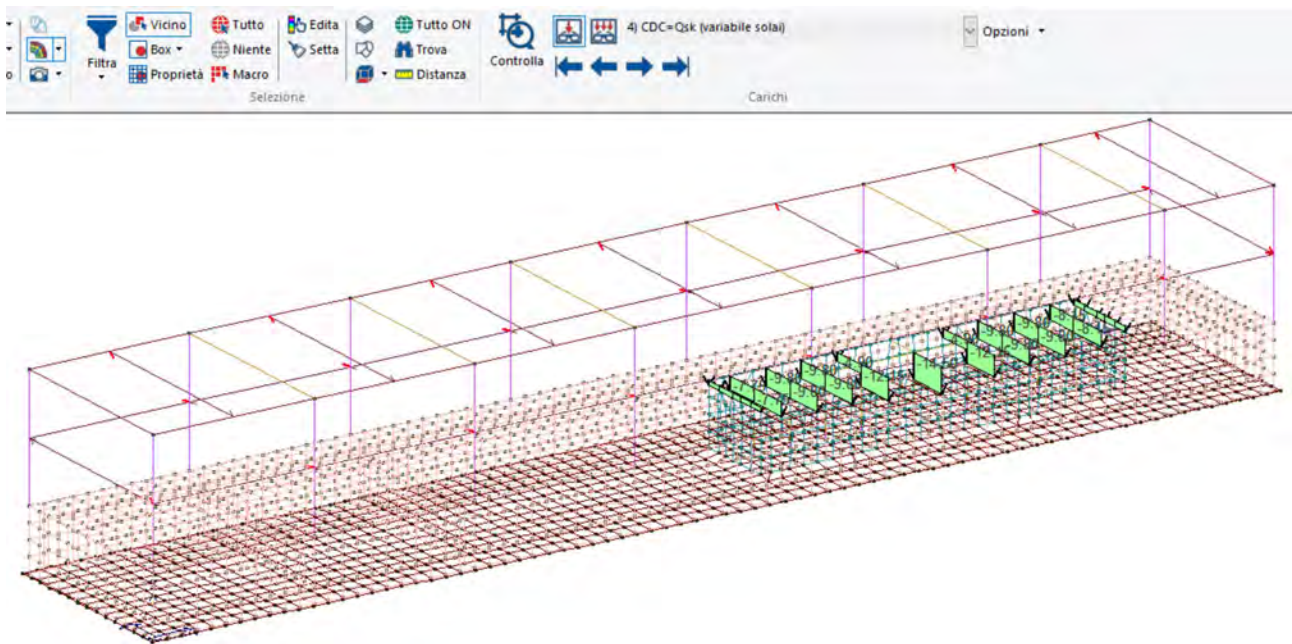


Figura 24 Qk E sul grigliato

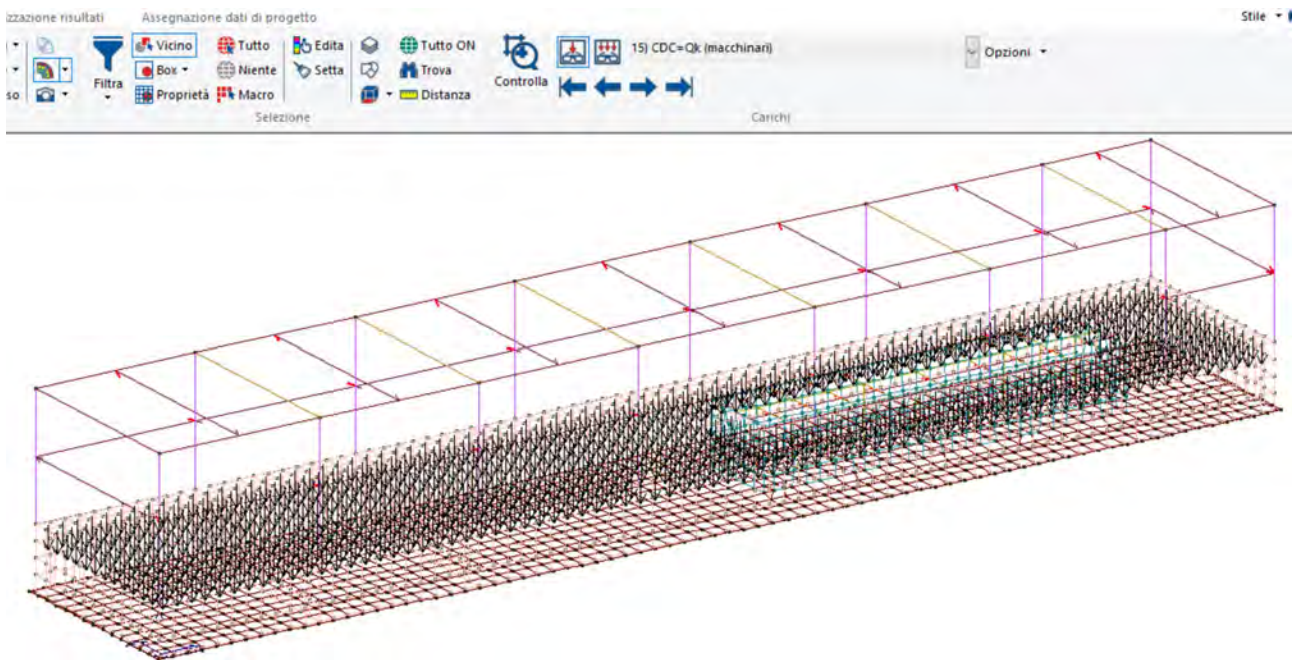


Figura 25 Qk cat. E (macchinari)

Il carico da manutenzione in copertura è tenuto in conto nel carico da neve come riportato nel successivo paragrafo.

9.3. DEFINIZIONE DELL'AZIONE DELLA NEVE

La Normativa Tecnica per le Costruzioni vigente del 2018 prevede l'applicazione del carico da neve sui tetti. In particolare il sito oggetto di costruzione ricade nella Zona III a cui corrisponde un carico da neve caratteristico pari a 0.60kN/m^2 per un'altitudine sul livello del mare inferiore a 200m (vedi Figura 26).



Fig. 3.4.1 - Zone di carico della neve

Figura 26 Zonazione del territorio italiano per il carico da Neve (NTC2018)

Zona I - Alpina

Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbano-Cusio-Ossola, Vercelli, Vicenza:

$$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2 \quad a_s \leq 200 \text{ m} \quad [3.4.2]$$

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

Zona I - Mediterranea

Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Monza Brianza, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese:

$$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2 \quad a_s \leq 200 \text{ m} \quad [3.4.3]$$

$$q_{sk} = 1,35 [1 + (a_s/602)^2] \text{ kN/m}^2 \quad a_s > 200 \text{ m}$$

Zona II

Arezzo, Ascoli Piceno, Avellino, Bari, Barletta-Andria-Trani, Benevento, Campobasso, Chieti, Fermo, Ferrara, Firenze, Foggia, Frosinone, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, L'Aquila, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rieti, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona:

$$q_{sk} = 1,00 \text{ kN/m}^2 \quad a_s \leq 200 \text{ m} \quad [3.4.4]$$

$$q_{sk} = 0,85 [1 + (a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2 \quad a_s > 200 \text{ m}$$

Zona III

Agrigento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotona, Enna, Grosseto, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastra, Olbia-Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo:

$$q_{sk} = 0,60 \text{ kN/m}^2 \quad a_s \leq 200 \text{ m} \quad [3.4.5]$$

$$q_{sk} = 0,51 [1 + (a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2 \quad a_s > 200 \text{ m}$$

La NTC2018 prevede la definizione del Coefficiente di esposizione della struttura nel paragrafo 3.4.4. (Figura 27).

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

Figura 27 Coefficiente di esposizione (NTC2018)

Definito il coefficiente di esposizione C_E e sapendo che l'inclinazione del tetto di copertura è di 0 gradi è stato stimato il carico da neve di progetto q_s pari a 0,48 kN/m² come riporta la Tabella 9.

Tabella 9 Stima del carico da neve

Zona.neve	III	
as [m]	66	altitudine sul livello del mare
a _{s.lim} [m]	200	
q _{sk} [kN/m ²]	0,6	carico da neve caratteristico da zona
α ₁ [°]	0	inclinazione della falda 1
μ	0,80	coefficiente di forma della falda
C _E	1	Coefficiente di esposizione
C _t	1	Coefficiente termico
q _s [kN/m ²]	0,48	Carico da neve sulla falda

Il carico da neve stimato è pari a 0,50 kN/m² ma si adotta un carico da 1 kN/m² per tenere conto dell'aggravio dovuto al carico da manutenzione in copertura.

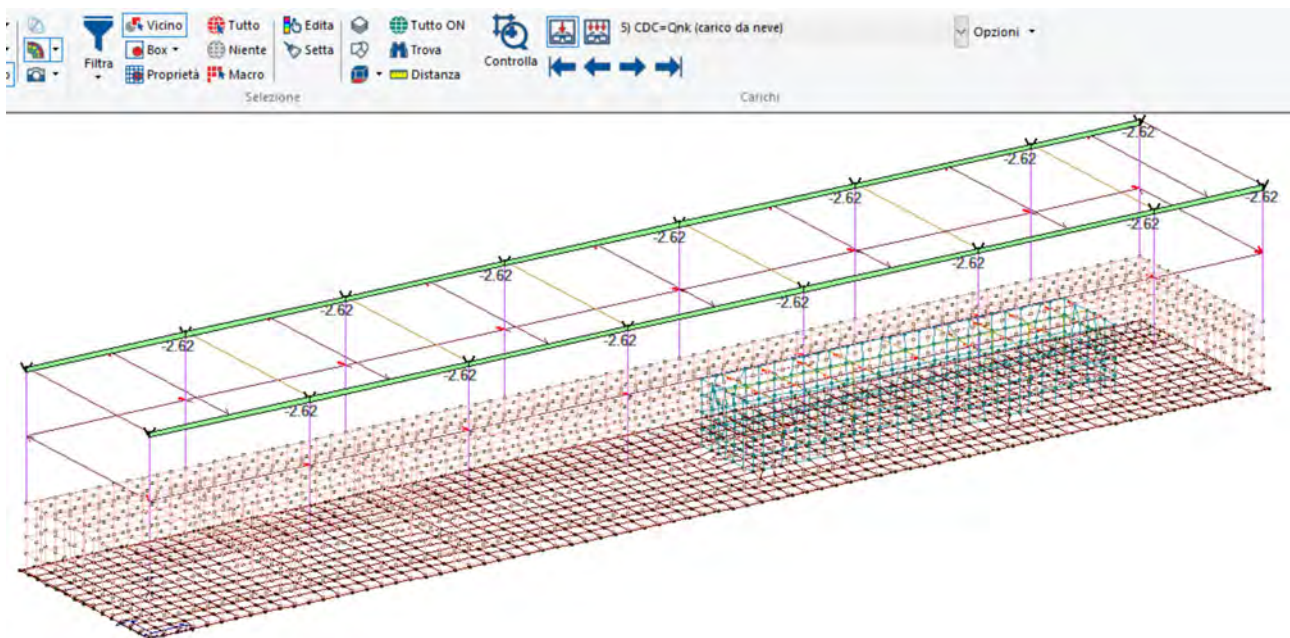


Figura 28 carico neve + manutenzione

9.4. DEFINIZIONE DEL CARICO DA VENTO

Il vento esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo e nello spazio provocando, in generale, effetti dinamici.

Per le costruzioni usuali, come in questo caso, tali azioni sono convenzionalmente ricondotte ad azioni statiche equivalenti definite nel cap. 3.3 della Normativa Tecnica per le Costruzioni 2018.

I parametri che entrano in gioco per la modellazione delle azioni orizzontali da vento sono essenzialmente:

- Velocità di base di riferimento (V_b) in funzione del sito e del coefficiente di altitudine (c_a);
- Velocità di riferimento (V_r) in funzione del periodo di ritorno di progetto (T_R);
- Coefficiente di esposizione ;
- Coefficiente di pressione;
- Coefficiente dinamico

- Pressione cinetica di riferimento

Attraverso tali parametri è possibile valutare la pressione del vento secondo la formula definita nel paragrafo 3.3.4 delle NTC2018.

Si riportano qui di seguito i settaggi per la valutazione delle azioni di vento di progetto.

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



Fig. 3.3.1 - Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano

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).

		ZONE 1,2,3,4,5				
		costa	10 km	30 km	500m	750m
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**
* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5						
** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1						

Si riportano qui di seguito i valori numerici di calcolo.

Tabella 10 parametri per azione del vento

Zona.vento	3	
a_s [m]	66	altitudine sul livello del mare del sito ove sorge la costruzione
$V_{b,0}$ [m/s]	27	
a_0 [m]	500	
K_s	0,37	

c_a	1	coefficiente di altitudine
V_b [m/s]	27	Velocità di base di riferimento
T_R [anni]	50	periodo di ritorno
c_r	1,0007	coefficiente di ritorno
V_r [m/s]	27,02	velocità di riferimento
ρ [kg/m ³]	1,25	densità dell'aria
q_r [N/m ²]	456,29	pressione cinetica di riferimento
	C	Classe di rugosità del terreno
	2	Categoria di esposizione del sito (I,II,III,IV,V =1,2,3,4,5)
K_r	0,19	
Z_0 [m]	0,05	
Z_{min} [m]	4	
c_t	1	coefficiente di topografia (posto pari a 1 per zone pianeggianti, ondulate, collinose e montane)
c_d	1	coefficiente dinamico
c_f	0,01	coefficiente d'attrito

Si riporta qui di seguito l'andamento grafico della pressione del vento di progetto in funzione dell'altezza Z.

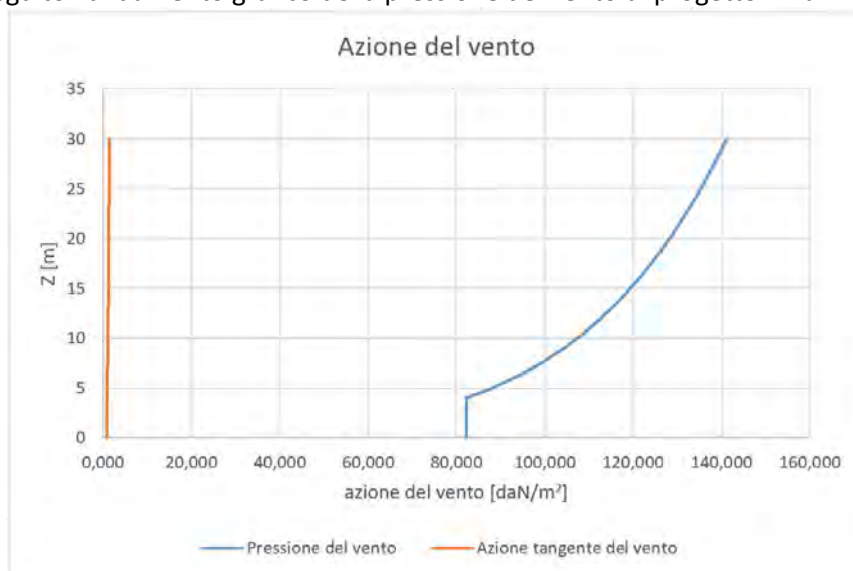


Figura 29 Andamento dell'azione del vento

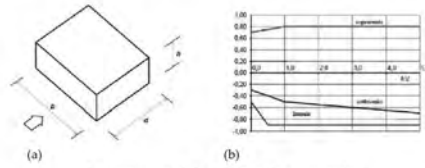
La struttura è alta 3,40m circa e, pertanto, l'azione del vento è pari a

$$p = q_r * c_e(Z) * c_f = 82,15 \text{ daN/m}^2 = 0,82 \text{ kN/m}^2$$

Per le superfici piane viene utilizzato il paragrafo C3.3.8.1.1 della Circolare della NTC2018.

C3.3.8.1.1 Pareti verticali

I coefficienti globali c_{pe} da assumere sulle pareti di un edificio a pianta rettangolare sono riportati in Figura C3.3.2 e in Tabella C3.3.1



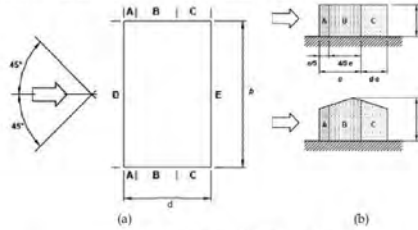
a) Parametri caratteristici di edifici a pianta rettangolare.
b) Edifici a pianta rettangolare: c_{pe} per facce sopravento, sottovento e laterali

Figura C3.3.2

Tabella C3.3.1: Edifici a pianta rettangolare: c_{pe} per facce sopravento, sottovento e laterali

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

I coefficienti locali $c_{pe,10}$ e di dettaglio $c_{pe,1}$ da assumere sulle pareti di un edificio a pianta rettangolare sono riportati in Figura C3.3.3 e in Tabella C3.3.1I, il valore della dimensione e è pari al minimo tra b e $2h$.



a) Schema planimetrico di riferimento
b) Suddivisione delle pareti verticali di edificio a pianta rettangolare in zone di uguale pressione (prospetti laterali)

Figura C3.3.3

Per $h/d < 1$ si ottiene che C_p sopravento è pari a 0,80 mentre, per sottovento si adotta c_p pari a 0,40.

Qui di seguito l'applicazione delle spinte orizzontali dal vento ($W+x$, $W-x$, $W+y$, $W-y$).

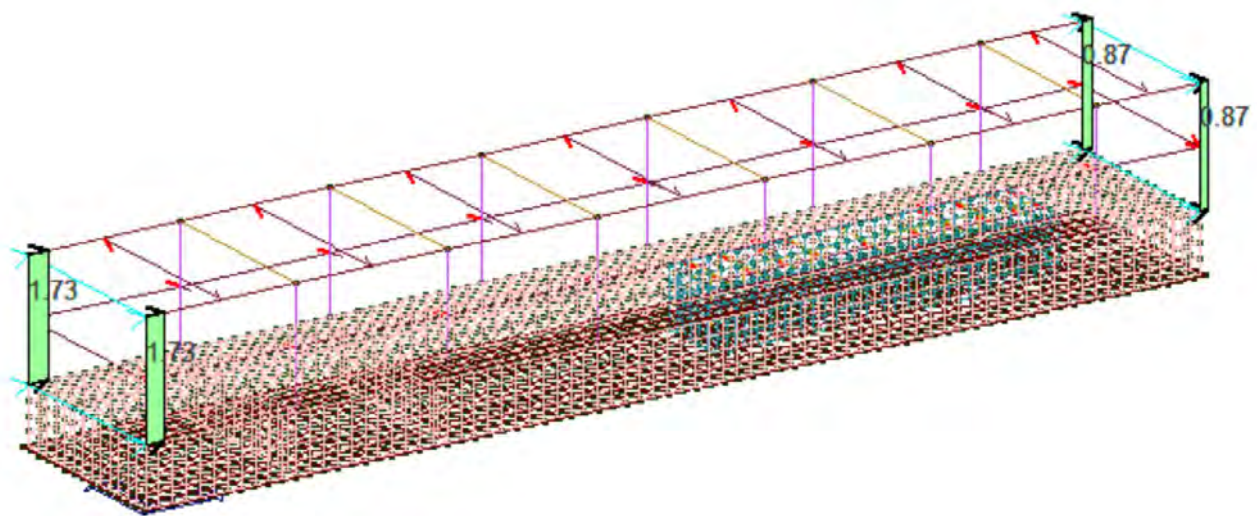
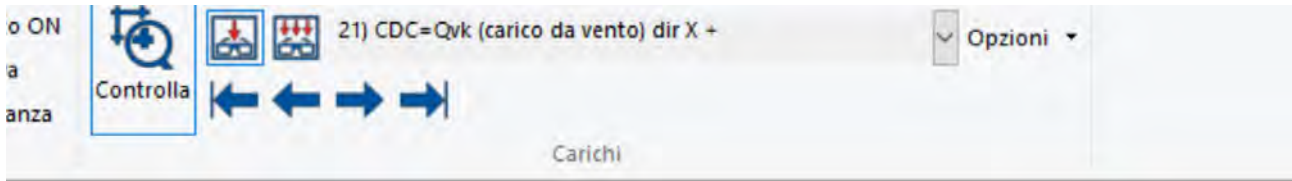



Figura 30 W+x

ON
 Controlla 
 22) CDC=Qvk (carico da vento) dir X - Opzioni ▾

Carichi

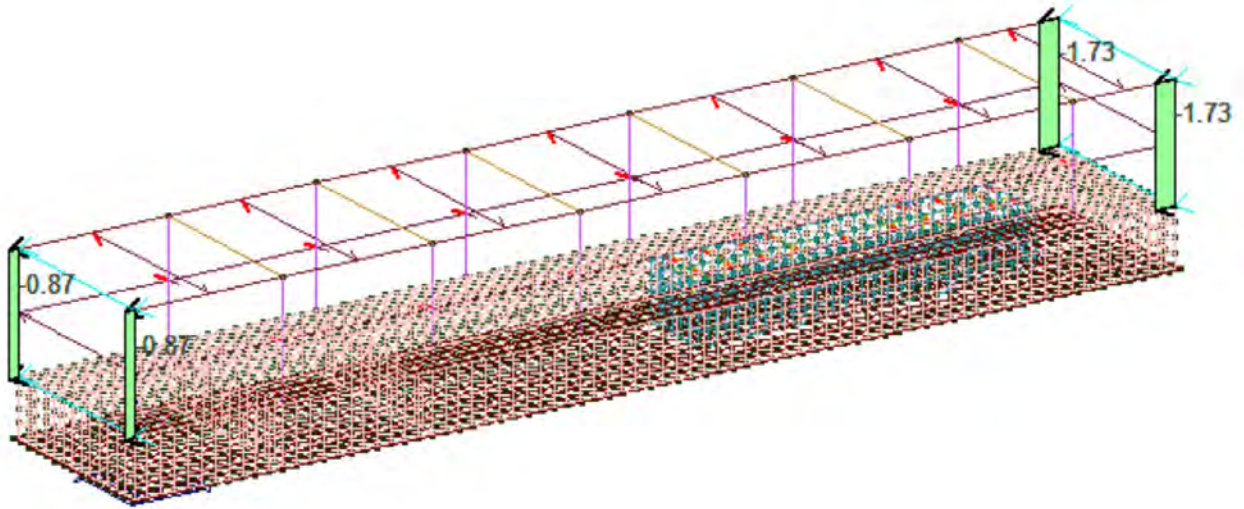



Figura 31 W-x

ON
 Controlla 
 23) CDC=Qvk (carico da vento) dir Y + Opzioni ▾

Carichi

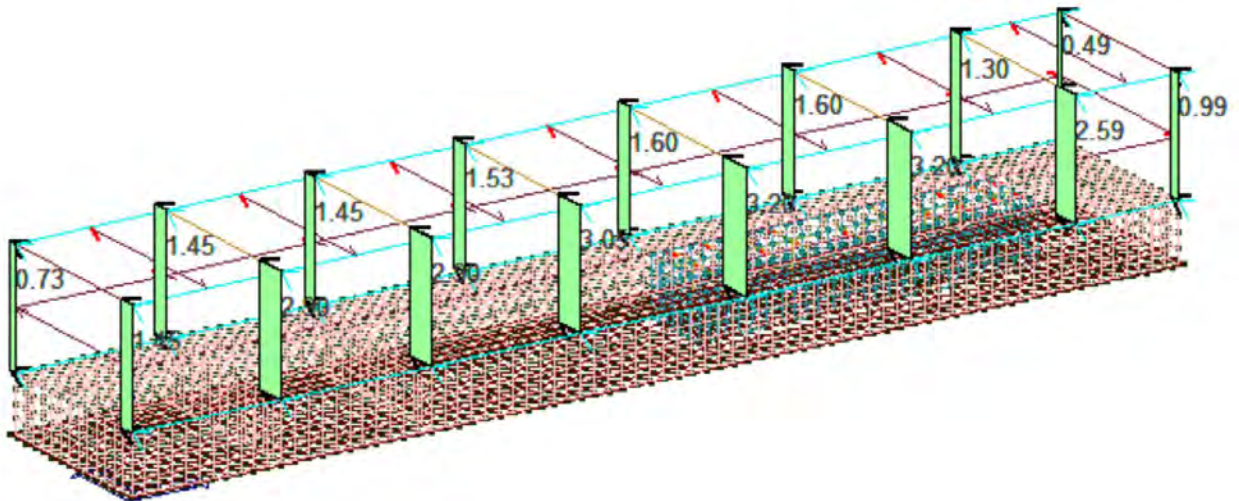


Figura 32 W+y

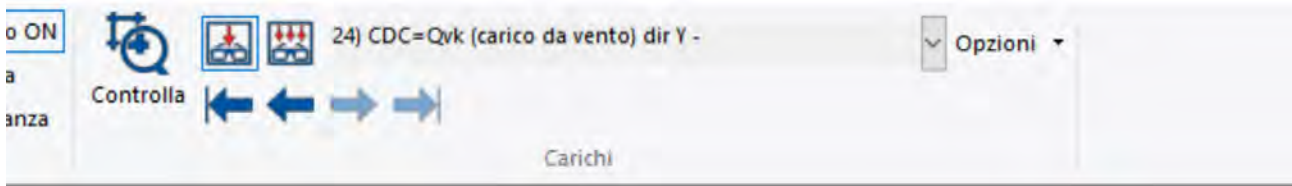


Figura 33 W-y

9.5. SPINTA DELLE TERRE

Il calcolo della spinta attiva con il metodo di Coulomb è basato sullo studio dell'equilibrio limite globale del sistema formato dal muro e dal prisma di terreno omogeneo retrostante l'opera e coinvolto nella rottura nell'ipotesi di parete ruvida.

Per terreno omogeneo ed asciutto il diagramma delle pressioni si presenta lineare al variare della profondità.

$$K_a = \frac{\sin^2(\beta - \phi)}{\sin^2 \beta \times \sin^2(\beta + \delta) \times \left[1 + \frac{\sin(\delta + \phi) \times \sin(\phi - \epsilon)}{\sin(\beta + \delta) \times \sin(\beta - \epsilon)} \right]^2}$$

γ_t = Peso unità di volume del terreno;

β = Inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede;

ϕ = Angolo di resistenza al taglio del terreno;

δ = Angolo di attrito terra-muro;

ϵ = Inclinazione del piano campagna rispetto al piano orizzontale, positiva se antioraria;

H = Altezza della parete.

Se $\epsilon = \delta = 0^\circ$ e $\beta = 90^\circ$ K_a coincide con il coefficiente di spinta attiva di **Rankine**

$$K_a = \cos \epsilon \frac{\cos \epsilon - \sqrt{\cos^2 \epsilon - \cos^2 \phi}}{\cos \epsilon + \sqrt{\cos^2 \epsilon - \cos^2 \phi}}$$

In questo caso anche ϵ (inclinazione terreno) è pari a 0.

Il calcolo della spinta attiva con il metodo di **Mononobe & Okabe** riguarda la valutazione della spinta in condizioni sismiche con il metodo pseudo-statico. Esso è basato sullo studio dell'equilibrio limite globale del sistema formato dal muro e dal prisma di terreno omogeneo retrostante l'opera e coinvolto nella rottura in una configurazione fittizia di calcolo nella quale l'angolo ϵ , di inclinazione del piano campagna rispetto al

piano orizzontale, e l'angolo β , di inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede, vengono aumentati di una quantità θ tale che:

$$\operatorname{tg} \theta = k_h / (1 \pm k_v)$$

con k_h coefficiente sismico orizzontale e k_v verticale.

Qui di seguito i parametri sismici del sito per la valutazione della sovraspinta del terreno sismica.

Nella precedente espressione, il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito è pari a:

$$\beta_m = 0.38 \text{ nelle verifiche allo stato limite ultimo (SLV)}$$

$$\beta_m = 0.47 \text{ nelle verifiche allo stato limite di esercizio (SLD).}$$

Per muri non liberi di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente β_m assume valore unitario. I valori del coefficiente β_m possono essere incrementati in ragione di particolari caratteristiche prestazionali del muro, prendendo a riferimento il diagramma di Figura 7.11.3 di cui al successivo § 7.11.6.3.2.

Nel caso di muri di sostegno liberi di traslare o di ruotare intorno al piede, si può assumere che l'incremento di spinta dovuta al sisma agisca nello stesso punto di quella statica. Negli altri casi, in assenza di specifici studi, si deve assumere che tale incremento sia applicato a metà altezza del muro.

Lo stato limite di ribaltamento deve essere trattato impiegando coefficienti parziali unitari sulle azioni e sui parametri geotecnici (§ 7.11.1) e utilizzando valori di β_m incrementati del 50% rispetto a quelli innanzi indicati e comunque non superiori all'unità.

$a_{\max} = (S_S * S_T) * a_g$	β_m	0,38
	a_{\max}/g	0,732
	k_h	0,278
	k_v	0,139
	θ [rad]	0,313

Le spinte attive agiscono da 0m a -1,65m.

Per il sovraccarico posto al livello p.c. si prende in riferimento il carico di 10kN/m² rappresentativo dei mezzi d'opera in movimento.

Si riportano qui di seguito le tensioni attive al livello 0 e al livello -1,65m.

Ka_statico	0,4061	Rankine
Ka_E sismico	0,7143	Mononobe-Okabe

q_0	10	kN/m ²	sovraccarico sul PC
profondità	0	m	
u	0	kN/m ²	tensione idrostatica
σ_v	10	kN/m ²	tensione verticale totale
σ_v'	10	kN/m ²	tensione verticale efficace
k_a	0,4061		coeff. Di spinta attiva
σ_a'	4,06	kN/m ²	tensione orizzontale attiva efficace
σ_a	4,06	kN/m ²	tensione orizzontale attiva totale

q_0	10	kN/m ²	sovraccarico sul PC
profondità	1,65	m	
u	16,5	kN/m ²	tensione idrostatica
σ_v	41,35	kN/m ²	tensione verticale totale
σ_v'	24,85	kN/m ²	tensione verticale efficace
k_a	0,4061		coeff. Di spinta attiva

σ_a'	10,1	kN/m ²	tensione orizzontale attiva efficace
σ_a	26,6	kN/m ²	tensione orizzontale attiva totale

Le tensioni attive in condizioni sismiche valgono:

q_0	10	kN/m ²	sovraccarico sul PC
profondità	0	m	
u	0	kN/m ²	tensione idrostatica
σ_v	10	kN/m ²	tensione verticale totale
σ_v'	10	kN/m ²	tensione verticale efficace
k_{a_E}	0,7143		coeff. Di spinta attiva
σ_{a_E}'	7,14	kN/m ²	tensione orizzontale attiva efficace
σ_{a_E}	7,14	kN/m ²	tensione orizzontale attiva totale

q_0	10	kN/m ²	sovraccarico sul PC
profondità	1,65	m	
u	16,5	kN/m ²	tensione idrostatica
σ_v	41,35	kN/m ²	tensione verticale totale
σ_v'	24,85	kN/m ²	tensione verticale efficace
k_{a_E}	0,7143		coeff. Di spinta attiva
σ_{a_E}'	17,8	kN/m ²	tensione orizzontale attiva efficace
σ_{a_E}	34,3	kN/m ²	tensione orizzontale attiva totale

Gli incrementi di spinta attiva alle profondità 0m e -1,65 m sono rispettivamente:

$\Delta\sigma_a = \sigma_a - \sigma_{a_E}$	3,08	kN/m ²	tensione orizzontale attiva totale
---------------------------------------------	------	-------------------	------------------------------------

$\Delta\sigma_a = \sigma_a - \sigma_{a_E}$	7,66	kN/m ²	tensione orizzontale attiva totale
---------------------------------------------	------	-------------------	------------------------------------

La media degli incrementi superiori ed inferiori risulta essere pari a 5,37 kN/m².

Si riporta qui di seguito lo schema statico adottato per la valutazione delle sollecitazioni derivanti dalle azioni spinta delle terre.

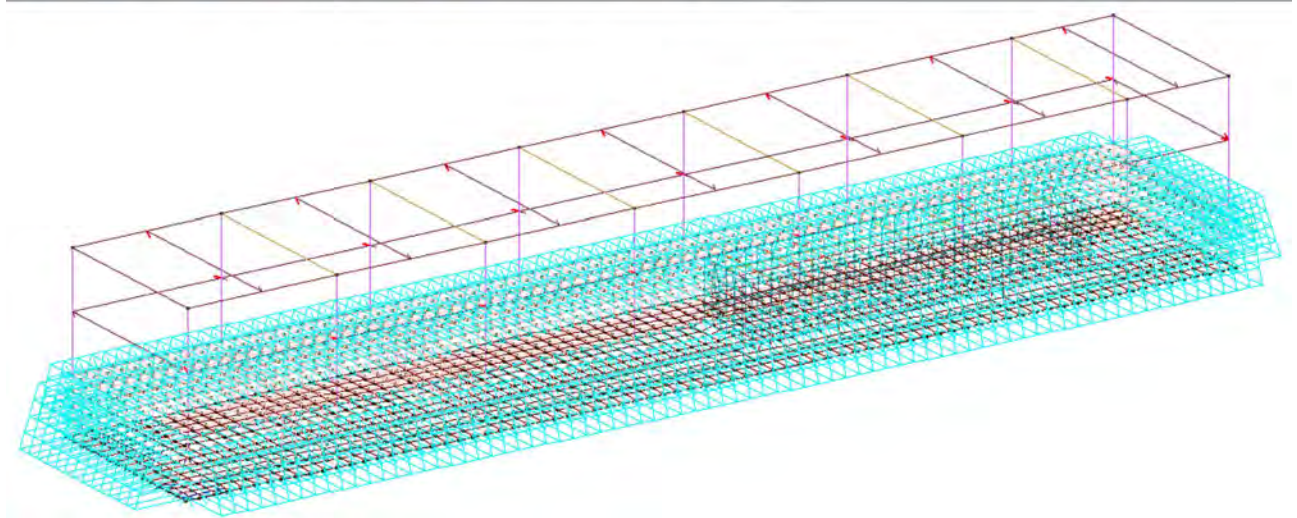


Figura 34 spinta attiva delle terre

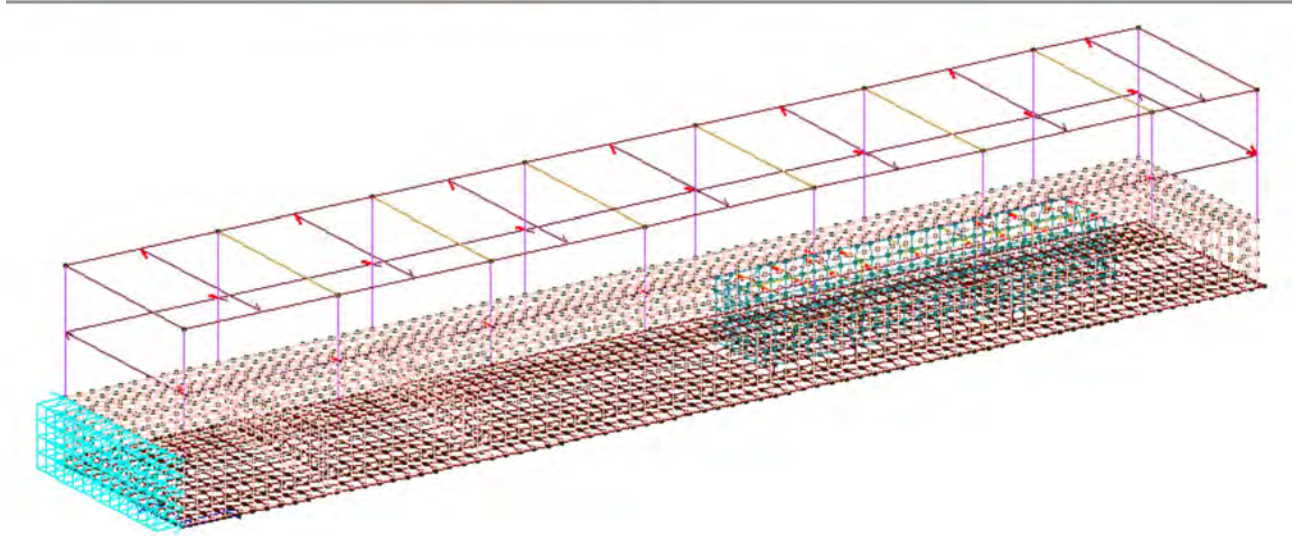


Figura 35 sovraspinta del terreno sismica +X

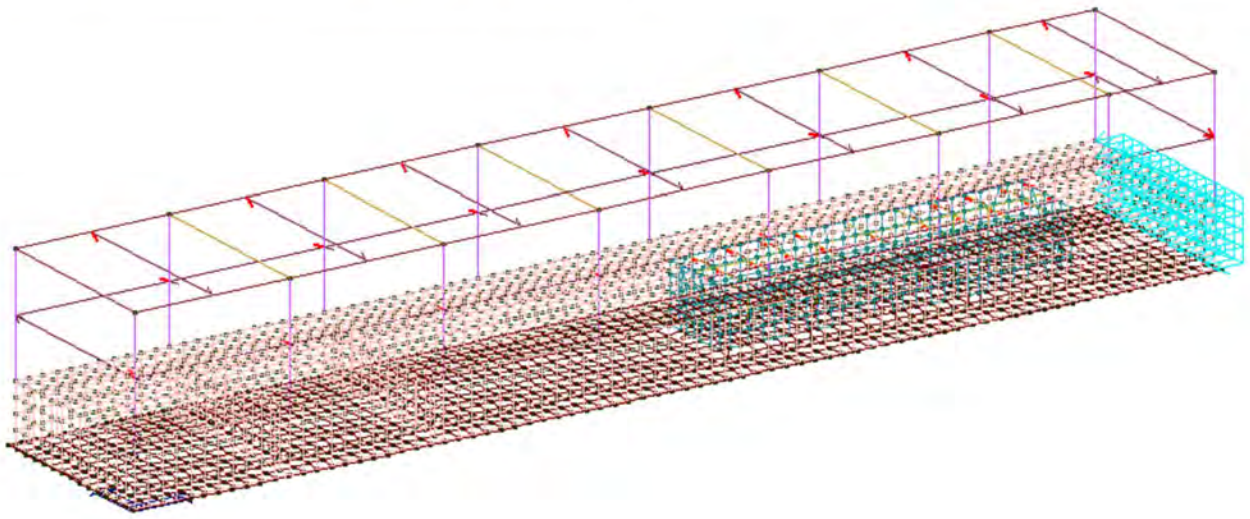
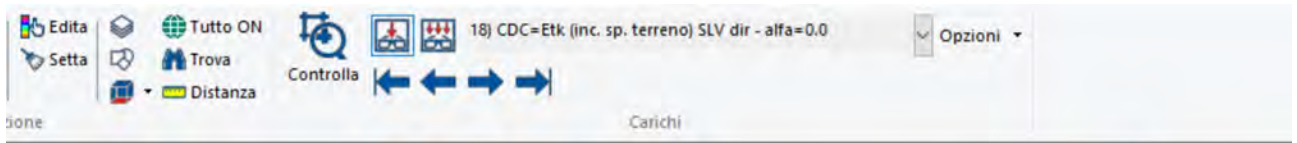


Figura 36 sovrappinta del terreno sismica -X

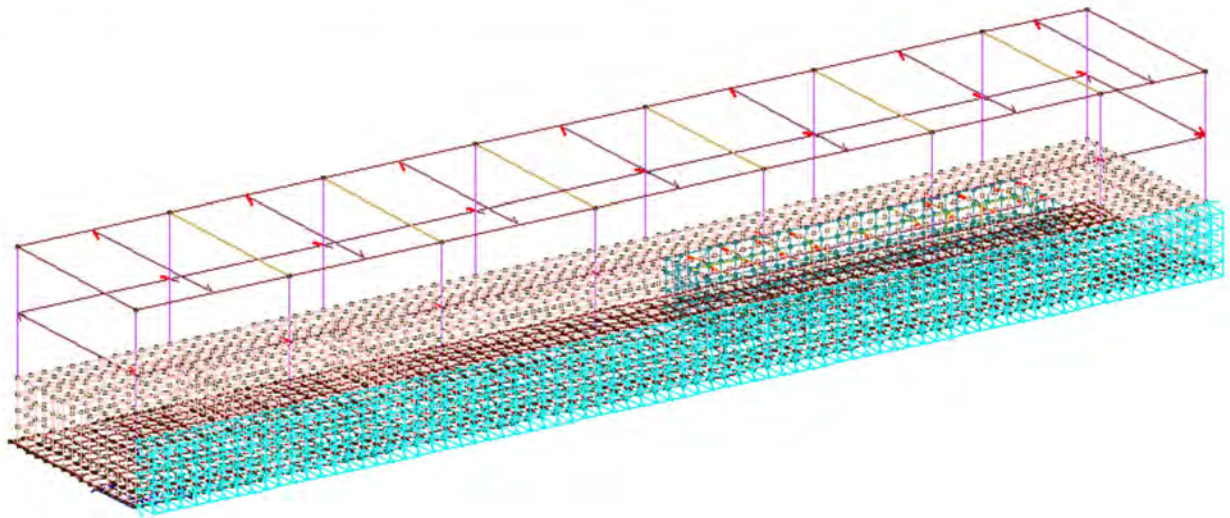
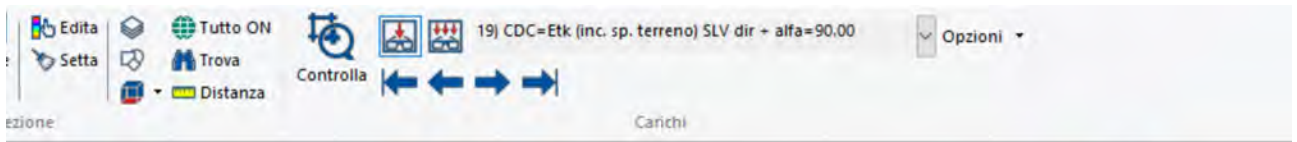


Figura 37 sovrappinta del terreno sismica +Y

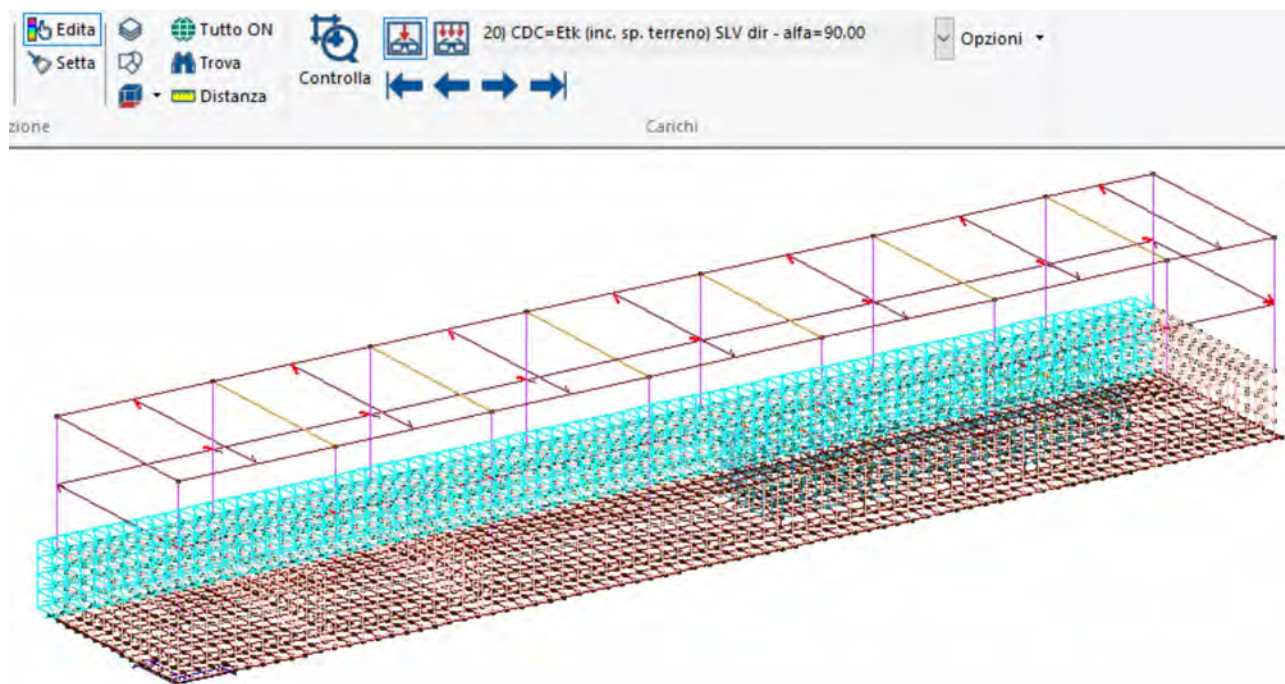


Figura 38 sovrappinta del terreno sismica -Y

9.6. DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA MEDIANTE SPETTRI DI PROGETTO S.L.U E S.L.E

L'azione sismica sulle costruzioni è stata valutata a partire dalla "pericolosità sismica di base", in condizioni ideali di sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale.

Allo stato attuale, la pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento è fornita dai dati pubblicati sul sito <http://esse1.mi.ingv.it/> (Figura 39). Per punti non coincidenti con il reticolo di riferimento e periodi di ritorno non contemplati direttamente si è operato come indicato nell'allegato alle NTC (rispettivamente media pesata e interpolazione).

L'azione sismica è stata definita in relazione ad un periodo di riferimento V_r che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale per il coefficiente d'uso (vedi Tabella 11).

Nel caso in esame, si adotta una classe d'uso II.

2.4.2. CLASSI D'USO

Con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

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

Classe III: 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.

Classe IV: 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 DM 5/11/2001, 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.

2.4.3. PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

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

$$V_R = V_N \cdot C_U \quad [2.4.1]$$

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

Per le costruzioni a servizio di attività a rischio di incidente rilevante si adotteranno valori di C_U anche superiori a 2, in relazione alle conseguenze sull'ambiente e sulla pubblica incolumità determinate dal raggiungimento degli stati limite.

Fissato il periodo di riferimento V_R e la probabilità di superamento P_v associata a ciascuno degli stati limite considerati, si ottiene il periodo di ritorno T_r e i relativi parametri di pericolosità sismica (vedi Tabella 13):

- a_g : accelerazione orizzontale massima del terreno;
- F_o : 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;

Tabella 11 Parametri della struttura

Parametri della struttura					
Classe d'uso	Vita V_N [anni]	Coeff. Uso	Periodo V_R [anni]	Tipo di suolo	Categoria topografica
II	50.0	1.0	50.0	B	T1

Individuati su reticolo di riferimento i parametri di pericolosità sismica si valutano i parametri spettrali:

- S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente $S = S_s \cdot S_t$ (3.2.3)

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_c^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_c^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_c^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_c^*)^{-0,40}$

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

- F_o è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale
- F_v è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima verticale, in termini di accelerazione orizzontale massima del terreno ag su sito di riferimento rigido orizzontale
- T_b è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante.
- T_c è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a velocità costante.
- T_d è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a spostamento costante.

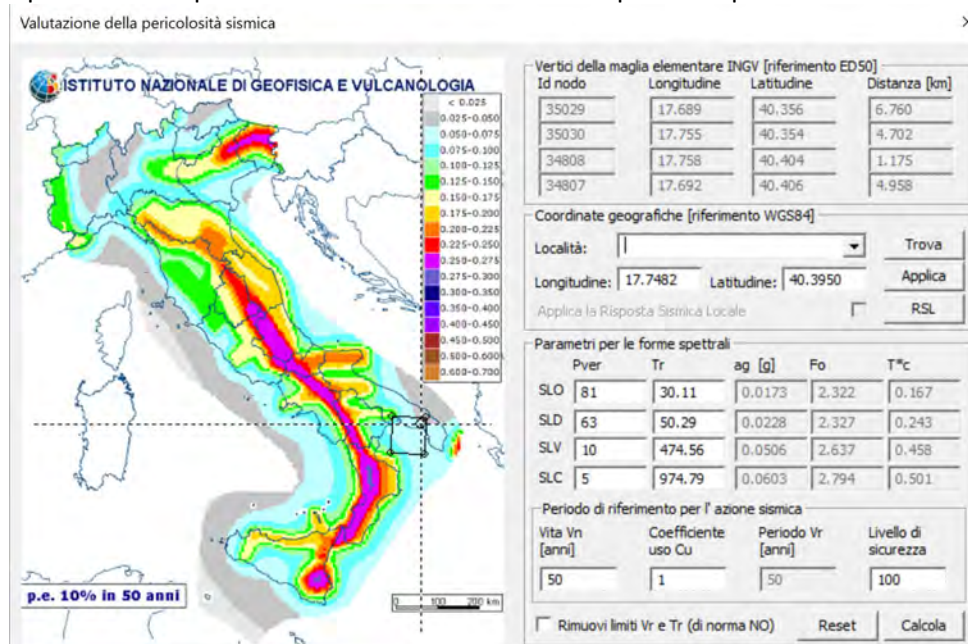


Figura 39 Sito di riferimento nella mappa dell'INGV

Tabella 12 posizione della maglia di interpolazione del sito di riferimento:

Id nodo	Longitudine	Latitudine	Distanza
			Km
Loc.	17.748	40.395	
35029	17.689	40.356	6.760
35030	17.755	40.354	4.702
34808	17.758	40.404	1.175
34807	17.692	40.406	4.958

Tabella 13 Parametri sismici del sito di riferimento

SL	Pver	Tr	ag	F_o	T^*c
		Anni	g		sec
SLO	81.0	30.1	0.017	2.322	0.167
SLD	63.0	50.3	0.023	2.327	0.243
SLV	10.0	474.6	0.051	2.637	0.458
SLC	5.0	974.8	0.060	2.794	0.501

Tabella 14 Parametri degli spettri elastici

SL	ag	S	F_o	F_v	T_b	T_c	T_d
	g				sec	sec	sec
SLO	0.017	1.200	2.322	0.412	0.088	0.263	1.669

SL	ag	S	Fo	Fv	Tb	Tc	Td
SLD	0.023	1.200	2.327	0.474	0.118	0.355	1.691
SLV	0.051	1.200	2.637	0.801	0.196	0.589	1.802
SLC	0.060	1.200	2.794	0.926	0.211	0.633	1.841

Gli spettri elastici orizzontali valutati sono:

SLO: Stato Limite di Operatività

SLD: Stato Limite di Danno

SLV: Stato Limite di Salvaguardia della Vita

SLC: Stato Limite di Collasso

Gli spettri elastici sono riportati nella figura seguente.

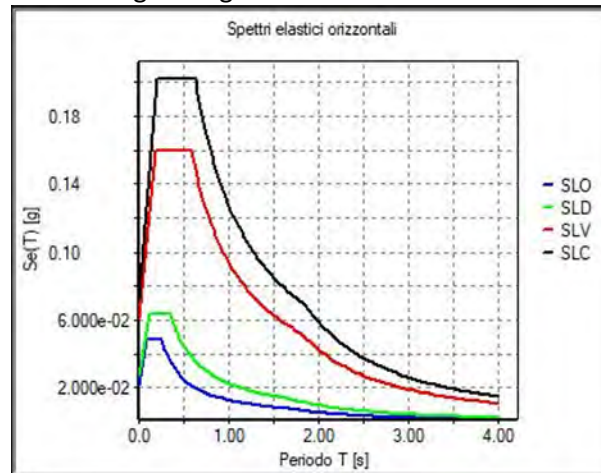


Figura 40 spettri elastici

Una volta definita la classe d'uso della costruzione come mostra la Figura 41, si è passati alla valutazione del fattore di comportamento così come prevede il cap. 7 delle NTC2018 per le costruzioni in cemento e acciaio.

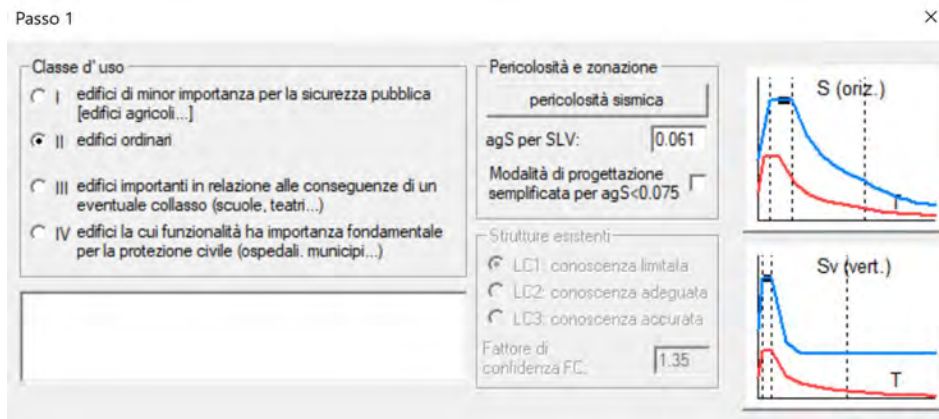


Figura 41 Classe d'uso II

Identificata la classe d'uso si è passati alla fase successiva: calcolo dei fattori di comportamento.

Calcolo dei fattori di comportamento secondo il D.M. 17/01/2018

La costruzione è caratterizzata da non regolarità in pianta e regolarità in altezza ed è progettata considerando un comportamento non dissipativo (ND) essendo che

$$ag * S = 0,051 * 1,20 = 0,061g < 0,075g$$

7.0. GENERALITÀ

Il presente capitolo disciplina la progettazione e la costruzione delle nuove opere soggette anche all'azione sismica. Le sue indicazioni sono da considerarsi aggiuntive e non sostitutive di quelle riportate nei Capitoli 4, 5 e 6; si deve inoltre far sempre riferimento a quanto indicato nel Capitolo 2, per la valutazione della sicurezza, e nel Capitolo 3, per la valutazione dell'azione sismica.

Le costruzioni caratterizzate, nei confronti dello *SLV*, da $a_g S \leq 0,075g$, in cui S è il coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al § 3.2.3.2, e a_g è l'accelerazione orizzontale massima per il suddetto *SLV* su sito di riferimento rigido, possono essere progettate e verificate come segue:

- si considera la combinazione di azioni definita nel § 2.5.3, applicando, in due direzioni ortogonali, il sistema di forze orizzontali definito dall'espressione [7.3.7] assumendo $F_h = 0,10 W \lambda$ per tutte le tipologie strutturali, essendo λ definito al §7.3.3.2;
- si richiede la sola verifica nei confronti dello *SLV*;
- si utilizza in generale una "progettazione per comportamento strutturale non dissipativo", quale definita nel § 7.2.2; qualora si scelga una "progettazione per comportamento strutturale dissipativo", quale definita nel § 7.2.2, si possono impiegare, in classe di duttilità CD"B", valori unitari per i coefficienti γ_{Rd} di cui alla Tab. 7.2.I;
- ad eccezione del caso di edifici fino a due piani, considerati al di sopra della fondazione o della struttura scatolare rigida di cui al § 7.2.1, gli orizzontamenti devono rispettare i requisiti di rigidezza e resistenza di cui al § 7.2.2.

Le strutture dotate di bassa resistenza e rigidezza torsionale sono definite deformabili torsionalmente, questo significa che la marcata eccentricità tra il baricentro della massa e quello della rigidezza può provocare amplificazioni significative degli effetti legati alle azioni sismiche.

Per queste strutture il comportamento duttile è fortemente penalizzato, per tenere conto di questo aspetto la normativa impone una sensibile riduzione del fattore di comportamento q che si traduce nel conseguente incremento dell'azione sismica di progetto.

Pertanto diventa fondamentale essere in grado di determinare se la struttura possa essere classificata come deformabile torsionalmente o meno, ed eventualmente intervenire modificando la geometria o la disposizione degli elementi strutturali principali.

La progettazione con le NTC 2018 prevede il controllo del rapporto $(r/l_s)^2$, il cui valore limite deve essere pari almeno ad 1 per evitare che il comportamento sia deformabile torsionalmente.

strutture deformabili torsionalmente, composte da telai e/o pareti, la cui rigidezza torsionale non soddisfa ad ogni piano la condizione $r^2/l_s^2 \geq 1$, nella quale:

r^2 = raggio torsionale al quadrato è, per ciascun piano, il rapporto tra la rigidezza torsionale rispetto al centro di rigidezza laterale e la maggiore tra le rigidezze laterali, tenendo conto dei soli elementi strutturali primari, per strutture a telaio o a pareti (purché snelle e a deformazione prevalentemente flessionale), r^2 può essere valutato, per ogni piano, riferendosi ai momenti d'inerzia flessionali delle sezioni degli elementi verticali primari.

l_s^2 = per ogni piano, è il rapporto fra il momento d'inerzia polare della massa del piano rispetto ad un asse verticale passante per il centro di massa del piano e la massa stessa del piano; nel caso di piano a pianta rettangolare $l_s^2 = (L^2 + B^2)/12$, essendo L e B le dimensioni in pianta del piano.

Qui di seguito il calcolo di $(r/l_s)^2$.

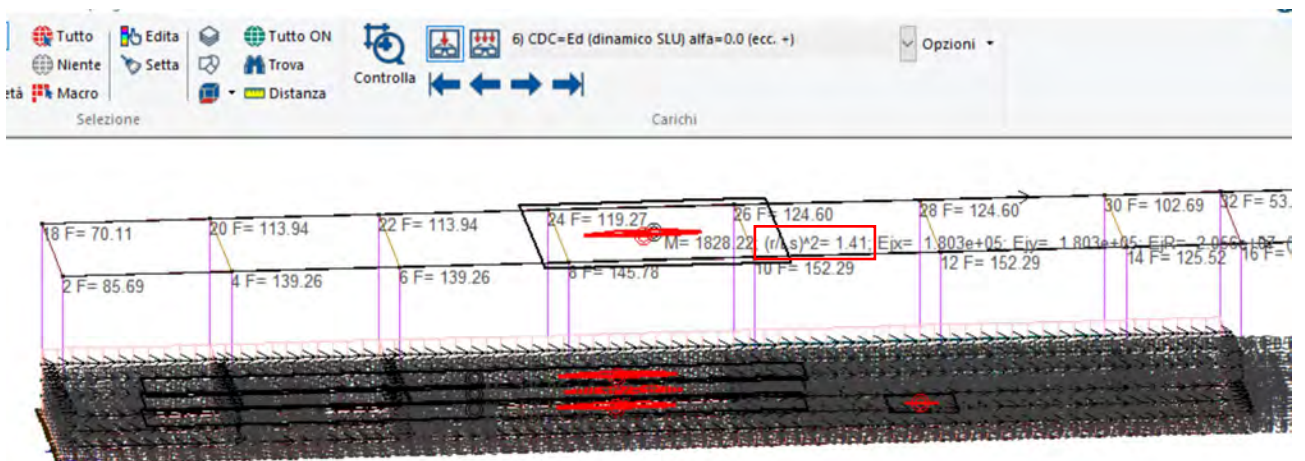


Figura 42 $(r/l_s)^2$

L'immagine precedente mostra che il rapporto $(r/l_s)^2$ è maggiore di 1. Pertanto la struttura non è deformabile torsionalmente secondo NTC2018.

Vista la lunghezza del fabbricato, cautelativamente si vuole definire che: la struttura è deformabile torsionalmente causando un abbattimento del fattore di comportamento.

Caratteristiche costruzione	
Tipo di costruzione	Nuova
Costruzione regolare in pianta	<input type="checkbox"/>
Costruzione regolare in altezza	<input checked="" type="checkbox"/>
Fattore di regolarità Kr =	1.0
Capacità dissipativa	Comportamento non dissipativo (ND)
Parametri fattore in direzione x e y	
Sistema costruttivo	Calcestruzzo
Tipologia strutturale	Strutture deformabili torsionalmente
Fattore pareti Kw =	1.000
Valore base fattore q0 =	2.000
Fattore dissipativo qd =	2.000 (q0 x Kw x Kr)
Fattore non dissipativo qnd =	1.333 (2/3 x qd <= 1.5)
Fattori di comportamento utilizzati	
Dissipativi	
q SLU x =	2.000
q SLU y =	2.000
q SLU z =	1.500
Non dissipativi	
q SLU x =	1.333
q SLU y =	1.333
q SLU z =	1.500

Figura 43 calcolo fattori di comportamento

I fattori di comportamento calcolati per una “struttura deformabile torsionalmente” non dissipativa assumono il valore di 1,33.

Qui di seguito lo spettro di progetto.

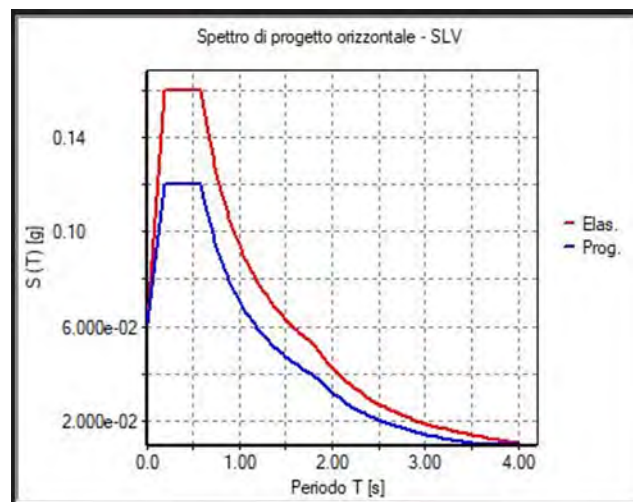


Figura 44 spettro SLV di progetto

10.DEFINIZIONE DELLE COMBINAZIONI

Il programma consente l'applicazione di diverse tipologie di casi di carico.

Sono previsti i seguenti 12 tipi di casi di carico:

	Sigla	Tipo	Descrizione
1	Ggk	A	caso di carico comprensivo del peso proprio struttura
2	Gk	NA	caso di carico con azioni permanenti
3	Qk	NA	caso di carico con azioni variabili
4	Gsk	A	caso di carico comprensivo dei carichi permanenti sui solai e sulle coperture

5	Qsk	A	caso di carico comprensivo dei carichi variabili sui solai
6	Qnk	A	caso di carico comprensivo dei carichi di neve sulle coperture
7	Qtk	SA	caso di carico comprensivo di una variazione termica agente sulla struttura
8	Qvk	NA	caso di carico comprensivo di azioni da vento sulla struttura
9	Esk	SA	caso di carico sismico con analisi statica equivalente
10	Edk	SA	caso di carico sismico con analisi dinamica
11	Etk	NA	caso di carico comprensivo di azioni derivanti dall' incremento di spinta delle terre in condizione sismica
12	PK	NA	caso di carico comprensivo di azioni derivanti da coazioni, cedimenti e precompressioni

Sono di tipo automatico A (ossia non prevedono introduzione dati da parte dell'utente) i seguenti casi di carico: 1-Ggk; 4-Gsk; 5-Qsk; 6-Qnk.

Sono di tipo semi-automatico SA (ossia prevedono una minima introduzione dati da parte dell'utente) i seguenti casi di carico:

7-Qtk, in quanto richiede solo il valore della variazione termica;

9-Esk e 10-Edk, in quanto richiedono il valore dell'angolo di ingresso del sisma e l'individuazione dei casi di carico partecipanti alla definizione delle masse.

Sono di tipo non automatico NA ossia prevedono la diretta applicazione di carichi generici agli elementi strutturali (si veda il precedente punto Modellazione delle Azioni) i restanti casi di carico.

Nella tabella successiva vengono riportati i casi di carico agenti sulla struttura, con l'indicazione dei dati relativi al caso di carico stesso:

Numero Tipo e Sigla identificativa, Valore di riferimento del caso di carico (se previsto).

In successione, per i casi di carico non automatici, viene riportato l'elenco di nodi ed elementi direttamente caricati con la sigla identificativa del carico.

Per i casi di carico di tipo sismico Edk, viene riportata la tabella di definizione delle masse: per ogni caso di carico partecipante alla definizione delle masse viene indicata la relativa aliquota (partecipazione) considerata.

	Sigla	Tipo	Descrizione
1	Ggk	A	caso di carico comprensivo del peso proprio struttura
2	Gk	NA	caso di carico con azioni permanenti
3	Qk	NA	caso di carico con azioni variabili
4	Gsk	A	caso di carico comprensivo dei carichi permanenti sui solai e sulle coperture
5	Qsk	A	caso di carico comprensivo dei carichi variabili sui solai
6	Qnk	A	caso di carico comprensivo dei carichi di neve sulle coperture
7	Qtk	SA	caso di carico comprensivo di una variazione termica agente sulla struttura
8	Qvk	NA	caso di carico comprensivo di azioni da vento sulla struttura
9	Esk	SA	caso di carico sismico con analisi statica equivalente
10	Edk	SA	caso di carico sismico con analisi dinamica
11	Etk	NA	caso di carico comprensivo di azioni derivanti dall' incremento di spinta delle terre in condizione sismica
12	PK	NA	caso di carico comprensivo di azioni derivanti da coazioni, cedimenti e precompressioni

Il programma combina i diversi tipi di casi di carico (CDC) secondo le regole previste dalla normativa vigente. Le combinazioni previste sono destinate al controllo di sicurezza della struttura ed alla verifica degli spostamenti e delle sollecitazioni.

La prima tabella delle combinazioni riportata di seguito comprende le seguenti informazioni: Numero, Tipo, Sigla identificativa. Una seconda tabella riporta il peso nella combinazione assunto per ogni caso di carico.

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

Combinazione fondamentale SLU

$$\gamma G_1 \cdot G_1 + \gamma G_2 \cdot G_2 + \gamma P \cdot P + \gamma Q_1 \cdot Q_1 + \gamma Q_2 \cdot \psi_{02} \cdot Q_2 + \gamma Q_3 \cdot \psi_{03} \cdot Q_3 + \dots$$

Combinazione caratteristica (rara) SLE

$$G_1 + G_2 + P + Q_1 + \psi_{02} \cdot Q_2 + \psi_{03} \cdot Q_3 + \dots$$

Combinazione frequente SLE

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_1 + \psi_{22} \cdot Q_2 + \psi_{23} \cdot Q_3 + \dots$$

Combinazione quasi permanente SLE

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_1 + \psi_{22} \cdot Q_2 + \psi_{23} \cdot Q_3 + \dots$$

Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite connessi alle azioni eccezionali

$$G_1 + G_2 + A_d + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Dove:

NTC 2018 Tabella 2.5.I

Destinazione d'uso/azione	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Categoria A residenziali	0,70	0,50	0,30
Categoria B uffici	0,70	0,50	0,30
Categoria C ambienti suscettibili di affollamento	0,70	0,70	0,60
Categoria D ambienti ad uso commerciale	0,70	0,70	0,60
Categoria E biblioteche, archivi, magazzini,...	1,00	0,90	0,80
Categoria F Rimesse e parcheggi (autoveicoli $\leq 30kN$)	0,70	0,70	0,60
Categoria G Rimesse e parcheggi (autoveicoli $> 30kN$)	0,70	0,50	0,30
Categoria H Coperture	0,00	0,00	0,00
Vento	0,60	0,20	0,00
Neve a quota ≤ 1000 m	0,50	0,20	0,00
Neve a quota > 1000 m	0,70	0,50	0,20
Variazioni Termiche	0,60	0,50	0,00

Nelle verifiche possono essere adottati in alternativa due diversi approcci progettuali:

- per l'approccio 1 si considerano due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti di sicurezza parziali per le azioni, per i materiali e per la resistenza globale (combinazione 1 con coefficienti A1 e combinazione 2 con coefficienti A2),
- per l'approccio 2 si definisce un'unica combinazione per le azioni, per la resistenza dei materiali e per la resistenza globale (con coefficienti A1).

NTC 2018 Tabella 2.6.I

		Coefficiente γ_f	EQU	A1	A2
Carichi permanenti	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali (Non compiutamente definiti)	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	Favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

Cmb	Tipo	Sigla Id	effetto P-delta
1	SLU	Comb. SLU A1 1	
2	SLU	Comb. SLU A1 2	
3	SLU	Comb. SLU A1 3	
4	SLU	Comb. SLU A1 4	
5	SLU	Comb. SLU A1 5	
6	SLU	Comb. SLU A1 6	
7	SLU	Comb. SLU A1 7	
8	SLU	Comb. SLU A1 8	
9	SLU	Comb. SLU A1 9	
10	SLU	Comb. SLU A1 10	
11	SLU	Comb. SLU A1 11	
12	SLU	Comb. SLU A1 12	
13	SLU	Comb. SLU A1 13	
14	SLU	Comb. SLU A1 14	
15	SLU	Comb. SLU A1 15	
16	SLU	Comb. SLU A1 16	
17	SLU	Comb. SLU A1 17	
18	SLU	Comb. SLU A1 18	
19	SLU	Comb. SLU A1 19	
20	SLU	Comb. SLU A1 20	
21	SLU	Comb. SLU A1 21	
22	SLU	Comb. SLU A1 22	
23	SLU	Comb. SLU A1 23	
24	SLU	Comb. SLU A1 24	
25	SLU	Comb. SLU A1 25	
26	SLU	Comb. SLU A1 26	
27	SLU	Comb. SLU A1 27	

Cmb	Tipo	Sigla Id	effetto P-delta
28	SLU	Comb. SLU A1 28	
29	SLU	Comb. SLU A1 29	
30	SLU	Comb. SLU A1 30	
31	SLU	Comb. SLU A1 31	
32	SLU	Comb. SLU A1 32	
33	SLU	Comb. SLU A1 33	
34	SLU	Comb. SLU A1 34	
35	SLU	Comb. SLU A1 35	
36	SLU	Comb. SLU A1 36	
37	SLU	Comb. SLU A1 37	
38	SLU	Comb. SLU A1 38	
39	SLU	Comb. SLU A1 39	
40	SLU	Comb. SLU A1 40	
41	SLU	Comb. SLU A1 41	
42	SLU	Comb. SLU A1 42	
43	SLU	Comb. SLU A1 43	
44	SLU	Comb. SLU A1 44	
45	SLU	Comb. SLU A1 45	
46	SLU	Comb. SLU A1 46	
47	SLU	Comb. SLU A1 47	
48	SLU	Comb. SLU A1 48	
49	SLU	Comb. SLU A1 49	
50	SLU	Comb. SLU A1 50	
51	SLU	Comb. SLU A1 51	
52	SLU	Comb. SLU A1 52	
53	SLU	Comb. SLU A1 53	
54	SLU	Comb. SLU A1 54	
55	SLU	Comb. SLU A1 55	
56	SLU	Comb. SLU A1 56	
57	SLU	Comb. SLU A1 57	
58	SLU	Comb. SLU A1 58	
59	SLU	Comb. SLU A1 59	
60	SLU	Comb. SLU A1 60	
61	SLU	Comb. SLU A1 61	
62	SLU	Comb. SLU A1 62	
63	SLU	Comb. SLU A1 63	
64	SLU	Comb. SLU A1 64	
65	SLU	Comb. SLU A1 65	
66	SLU	Comb. SLU A1 66	
67	SLU	Comb. SLU A1 67	
68	SLU	Comb. SLU A1 68	
69	SLU	Comb. SLU A1 69	
70	SLU	Comb. SLU A1 70	
71	SLU	Comb. SLU A1 71	
72	SLU	Comb. SLU A1 72	
73	SLU	Comb. SLU A1 73	
74	SLU	Comb. SLU A1 74	
75	SLU	Comb. SLU A1 75	
76	SLU	Comb. SLU A1 76	
77	SLU	Comb. SLU A1 77	
78	SLU	Comb. SLU A1 78	
79	SLU	Comb. SLU A1 79	
80	SLU	Comb. SLU A1 80	
81	SLU	Comb. SLU A1 81	
82	SLU	Comb. SLU A1 82	
83	SLU	Comb. SLU A1 83	
84	SLU	Comb. SLU A1 84	
85	SLU	Comb. SLU A1 85	
86	SLU	Comb. SLU A1 86	
87	SLU	Comb. SLU A1 87	
88	SLU	Comb. SLU A1 88	
89	SLU	Comb. SLU A1 89	
90	SLU	Comb. SLU A1 90	
91	SLU	Comb. SLU A1 91	
92	SLU	Comb. SLU A1 92	
93	SLU	Comb. SLU A1 93	
94	SLU	Comb. SLU A1 94	
95	SLU	Comb. SLU A1 95	
96	SLU	Comb. SLU A1 96	

Cmb	Tipo	Sigla Id	effetto P-delta
97	SLU	Comb. SLU A1 97	
98	SLU	Comb. SLU A1 98	
99	SLU	Comb. SLU A1 99	
100	SLU	Comb. SLU A1 100	
101	SLU	Comb. SLU A1 101	
102	SLU	Comb. SLU A1 102	
103	SLU	Comb. SLU A1 103	
104	SLU	Comb. SLU A1 104	
105	SLU	Comb. SLU A1 105	
106	SLU	Comb. SLU A1 106	
107	SLU	Comb. SLU A1 107	
108	SLU	Comb. SLU A1 108	
109	SLU	Comb. SLU A1 109	
110	SLU	Comb. SLU A1 110	
111	SLU	Comb. SLU A1 111	
112	SLU	Comb. SLU A1 112	
113	SLU	Comb. SLU A1 113	
114	SLU	Comb. SLU A1 114	
115	SLU	Comb. SLU A1 115	
116	SLU	Comb. SLU A1 116	
117	SLU	Comb. SLU A1 117	
118	SLU	Comb. SLU A1 118	
119	SLU	Comb. SLU A1 119	
120	SLU	Comb. SLU A1 120	
121	SLU	Comb. SLU A1 121	
122	SLU	Comb. SLU A1 122	
123	SLU	Comb. SLU A1 123	
124	SLU	Comb. SLU A1 124	
125	SLU	Comb. SLU A1 125	
126	SLU	Comb. SLU A1 126	
127	SLU	Comb. SLU A1 127	
128	SLU	Comb. SLU A1 128	
129	SLU	Comb. SLU A1 129	
130	SLU	Comb. SLU A1 130	
131	SLU	Comb. SLU A1 131	
132	SLU	Comb. SLU A1 132	
133	SLU	Comb. SLU A1 133	
134	SLU	Comb. SLU A1 134	
135	SLU	Comb. SLU A1 135	
136	SLU	Comb. SLU A1 136	
137	SLU	Comb. SLU A1 137	
138	SLU	Comb. SLU A1 138	
139	SLU	Comb. SLU A1 139	
140	SLU	Comb. SLU A1 140	
141	SLU	Comb. SLU A1 141	
142	SLU	Comb. SLU A1 142	
143	SLU	Comb. SLU A1 143	
144	SLU	Comb. SLU A1 144	
145	SLU	Comb. SLU A1 145	
146	SLU	Comb. SLU A1 146	
147	SLU	Comb. SLU A1 147	
148	SLU	Comb. SLU A1 148	
149	SLU	Comb. SLU A1 149	
150	SLU	Comb. SLU A1 150	
151	SLU	Comb. SLU A1 151	
152	SLU	Comb. SLU A1 152	
153	SLU	Comb. SLU A1 153	
154	SLU	Comb. SLU A1 154	
155	SLU	Comb. SLU A1 155	
156	SLU	Comb. SLU A1 156	
157	SLU	Comb. SLU A1 157	
158	SLU	Comb. SLU A1 158	
159	SLU	Comb. SLU A1 159	
160	SLU	Comb. SLU A1 160	
161	SLU	Comb. SLU A1 161	
162	SLU	Comb. SLU A1 162	
163	SLU	Comb. SLU A1 163	
164	SLU	Comb. SLU A1 164	
165	SLU	Comb. SLU A1 165	

Cmb	Tipo	Sigla Id	effetto P-delta
166	SLU	Comb. SLU A1 166	
167	SLU	Comb. SLU A1 167	
168	SLU	Comb. SLU A1 168	
169	SLU	Comb. SLU A1 169	
170	SLU	Comb. SLU A1 170	
171	SLU	Comb. SLU A1 171	
172	SLU	Comb. SLU A1 172	
173	SLU	Comb. SLU A1 173	
174	SLU	Comb. SLU A1 174	
175	SLU	Comb. SLU A1 175	
176	SLU	Comb. SLU A1 176	
177	SLU	Comb. SLU A1 177	
178	SLU	Comb. SLU A1 178	
179	SLU	Comb. SLU A1 179	
180	SLU	Comb. SLU A1 180	
181	SLU	Comb. SLU A1 181	
182	SLU	Comb. SLU A1 182	
183	SLU	Comb. SLU A1 183	
184	SLU	Comb. SLU A1 184	
185	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 185	
186	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 186	
187	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 187	
188	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 188	
189	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 189	
190	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 190	
191	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 191	
192	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 192	
193	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 193	
194	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 194	
195	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 195	
196	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 196	
197	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 197	
198	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 198	
199	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 199	
200	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 200	
201	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 201	
202	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 202	
203	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 203	
204	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 204	
205	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 205	
206	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 206	
207	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 207	
208	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 208	
209	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 209	
210	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 210	
211	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 211	
212	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 212	
213	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 213	
214	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 214	
215	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 215	
216	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 216	
217	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 217	
218	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 218	
219	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 219	
220	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 220	
221	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 221	
222	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 222	
223	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 223	
224	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 224	
225	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 225	
226	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 226	
227	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 227	
228	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 228	
229	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 229	
230	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 230	
231	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 231	
232	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 232	
233	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 233	
234	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 234	

Cmb	Tipo	Sigla Id	effetto P-delta
235	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 235	
236	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 236	
237	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 237	
238	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 238	
239	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 239	
240	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 240	
241	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 241	
242	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 242	
243	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 243	
244	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 244	
245	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 245	
246	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 246	
247	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 247	
248	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 248	
249	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 249	
250	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 250	
251	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 251	
252	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 252	
253	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 253	
254	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 254	
255	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 255	
256	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 256	
257	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 257	
258	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 258	
259	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 259	
260	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 260	
261	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 261	
262	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 262	
263	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 263	
264	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 264	
265	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 265	
266	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 266	
267	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 267	
268	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 268	
269	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 269	
270	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 270	
271	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 271	
272	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 272	
273	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 273	
274	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 274	
275	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 275	
276	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 276	
277	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 277	
278	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 278	
279	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 279	
280	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 280	
281	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 281	
282	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 282	
283	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 283	
284	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 284	
285	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 285	
286	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 286	
287	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 287	
288	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 288	
289	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 289	
290	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 290	
291	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 291	
292	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 292	
293	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 293	
294	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 294	
295	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 295	
296	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 296	
297	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 297	
298	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 298	
299	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 299	
300	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 300	
301	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 301	
302	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 302	
303	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 303	

Cmb	Tipo	Sigla Id	effetto P-delta
304	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 304	
305	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 305	
306	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 306	
307	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 307	
308	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 308	
309	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 309	
310	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 310	
311	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 311	
312	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 312	
313	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 313	
314	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 314	
315	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 315	
316	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 316	
317	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 317	
318	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 318	
319	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 319	
320	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 320	
321	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 321	
322	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 322	
323	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 323	
324	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 324	
325	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 325	
326	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 326	
327	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 327	
328	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 328	
329	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 329	
330	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 330	
331	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 331	
332	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 332	
333	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 333	
334	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 334	
335	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 335	
336	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 336	
337	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 337	
338	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 338	
339	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 339	
340	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 340	
341	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 341	
342	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 342	
343	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 343	
344	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 344	
345	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 345	
346	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 346	
347	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 347	
348	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 348	
349	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 349	
350	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 350	
351	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 351	
352	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 352	
353	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 353	
354	SLE(p)	Comb. SLE(perm.) 354	
355	SLE(p)	Comb. SLE(perm.) 355	

La tabella seguente tabella mostra le combinazioni dei casi di carico con i coefficienti moltiplicativi dei carichi.

Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...	CDC 12/26...	CDC 13/27...	CDC 14/28...
1	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50
	0.0	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
2	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50
	1.50	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
3	1.30	1.30	1.50	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50
	0.0	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
4	1.30	1.30	1.50	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50
	1.50	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
5	1.30	1.30	1.50	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50
	0.0	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				

Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...	CDC 12/26...	CDC 13/27...	CDC 14/28...
176	1.30	1.30	1.50	1.50	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50
	1.50	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50				
177	1.00	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80
	0.0	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50				
178	1.00	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80
	1.50	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50				
179	1.00	1.00	0.80	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80
	0.0	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50				
180	1.00	1.00	0.80	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80
	1.50	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50				
181	1.00	1.00	0.80	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80
	0.0	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50				
182	1.00	1.00	0.80	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80
	1.50	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50				
183	1.00	1.00	0.80	1.50	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80
	0.0	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50				
184	1.00	1.00	0.80	1.50	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.80
	1.50	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50				
185	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	-1.00	0.0	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.80	1.00	0.0	1.00	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0				
186	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.80	1.00	0.0	1.00	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
187	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	0.0	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.80	1.00	1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0				
188	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.80	1.00	1.00	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
189	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.0	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.80	1.00	0.0	1.00	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0				
190	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.80	1.00	0.0	1.00	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
191	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.80	1.00	1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0				
192	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.80	1.00	1.00	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
193	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	-1.00	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.80	1.00	0.0	1.00	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0				
194	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.80	1.00	0.0	1.00	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
195	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	1.00	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.80	1.00	1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0				
196	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	1.00	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.80	1.00	1.00	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
197	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.80	1.00	0.0	1.00	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0				
198	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.80	1.00	0.0	1.00	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
199	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.80	1.00	1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0				
200	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.80	1.00	1.00	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
201	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	-0.30	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.80	1.00	0.0	0.30	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0				
202	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	-0.30	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.80	1.00	0.0	0.30	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
203	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.80	1.00	0.30	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0				
204	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.80	1.00	0.30	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
205	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	-0.30	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.80	1.00	0.0	0.30	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0				
206	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	-0.30	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.80	1.00	0.0	0.30	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
207	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.30	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.80	1.00	0.30	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0				
208	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.30	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.80	1.00	0.30	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
209	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	-0.30	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.80	1.00	0.0	0.30	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0				

Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...	CDC 12/26...	CDC 13/27...	CDC 14/28...
346	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.20	0.0	0.0	0.0				
347	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.80	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.20	0.0	0.0	0.0				
348	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.20	0.0	0.0				
349	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.80	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.20	0.0	0.0				
350	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.20	0.0				
351	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.80	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.20	0.0				
352	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.20				
353	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.80	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.20				
354	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
355	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.80	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				

11. ANALISI MODALE

Il primo passo per la determinazione delle caratteristiche delle sollecitazioni è stato quello di identificare i modi di vibrare della struttura. In particolare attraverso questa analisi dinamica lineare è stato possibile definire i periodi propri della struttura e le masse partecipanti corrispondenti per ogni caso di carico sismico definito in precedenza (5-6-7-8-9-10-11-12-13). Questo è stato possibile grazie alla definizione delle geometrie degli elementi strutturali, nonché dei materiali che li costituiscono in termini di masse e rigidità. Le tabelle riportate in questo paragrafo mostrano appunto i risultati dell'analisi modale. Da queste è possibile notare che per ogni caso di carico i modi di vibrare risultano essere quasi coincidenti. Pertanto si riportano in via rappresentativa le deformate modali principali del caso di carico dinamico numero 6.

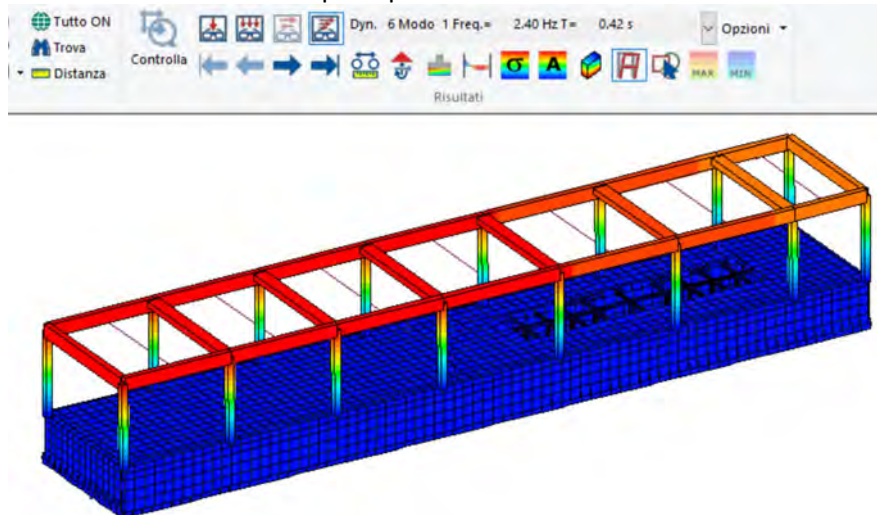


Figura 45 primo modo

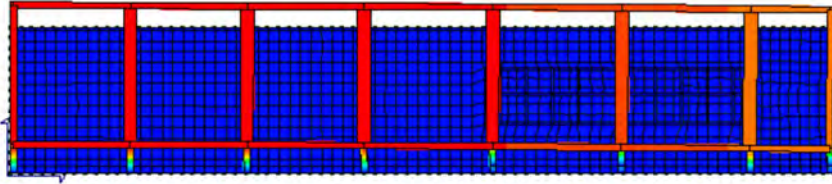
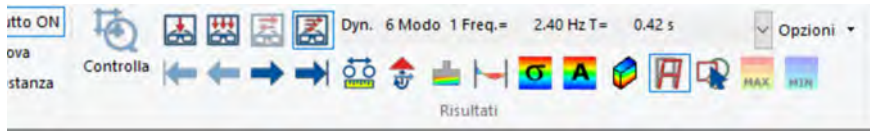


Figura 46 primo modo: pianta

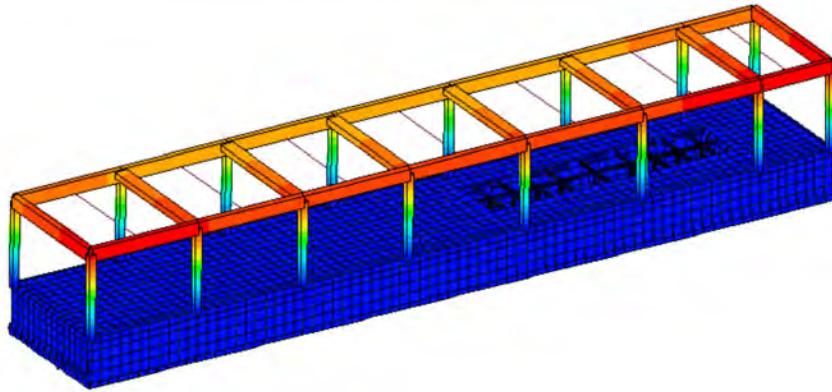


Figura 47 secondo modo

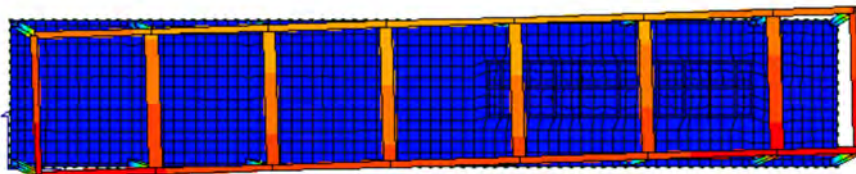
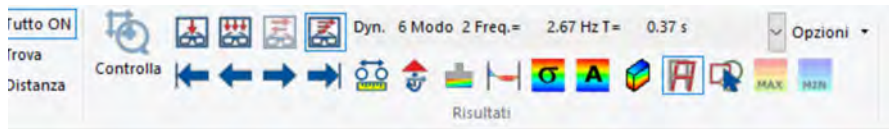


Figura 48 secondo modo: pianta

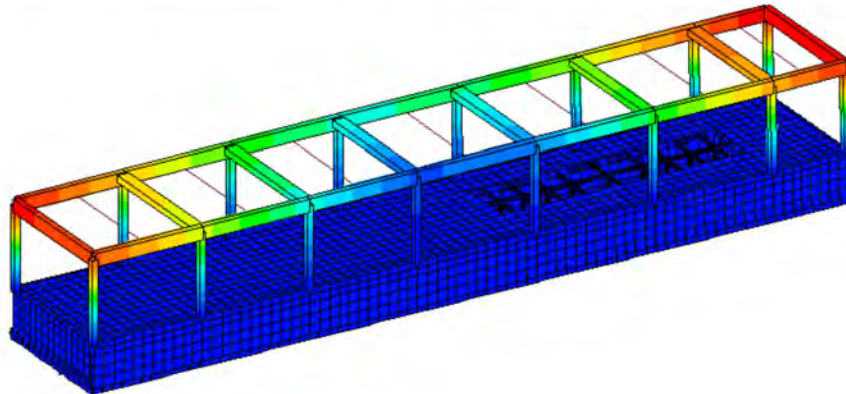


Figura 49 terzo modo

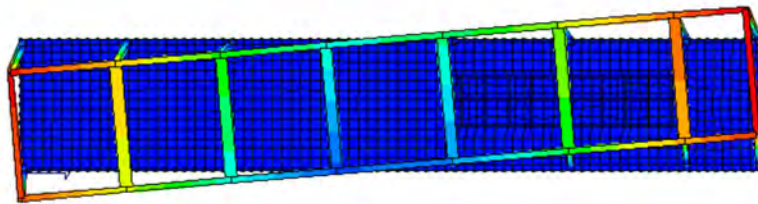


Figura 50 terzo modo: pianta

Si riportano in forma tabellare i risultati dell'analisi modale per ogni caso di carico dinamico.

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
6	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. +)	
			categoria suolo: B
			fattore di sito S = 1.200
			ordinata spettro (tratto Tb-Tc) = 0.120 g
			angolo di ingresso:0.0
			eccentricità aggiuntiva: positiva
			periodo proprio T1: 0.375 s
			fattore q: 1.333
			amplificazione ND (non dissipativi): 1.000
			fattore per spost. mu d: 1.523
			classe di duttilità CD: ND
			numero di modi considerati: 9
			combinaz. modale: CQC

Quota	M Sismica x g	Pos. GX	Pos. GY	E agg. X-X	E agg. Y-Y	Pos. KX	Pos. KY	(r/Ls)^2	rapp. ex/rx	rapp. ey/ry
m	kN	m	m	m	m	m	m			
5.01	1828.22	15.41	2.62	0.0	-0.26	15.73	2.62	1.406	0.030	0.0
1.65	3673.36	14.92	2.62	0.0	-0.26	11.34	2.63	0.100	0.126	0.003
1.27	0.62	18.08	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.27	0.62	18.36	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.26	1.27	22.16	2.71	0.0	-0.11	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.26	0.66	18.60	1.68	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.26	1.36	22.42	1.68	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.25	1.94	20.67	1.68	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.25	0.70	17.75	2.81	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.25	1.49	20.38	2.08	0.0	-0.04	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Quota	M Sismica x g	Pos. GX	Pos. GY	E agg. X-X	E agg. Y-Y	Pos. KX	Pos. KY	(r/Ls)^2	rapp. ex/rx	rapp. ey/ry
1.25	2.95	20.64	2.40	0.0	-0.09	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.25	0.75	25.76	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.25	1.58	23.52	2.58	0.0	-0.11	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.25	1.34	22.53	1.68	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.24	1.42	24.57	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.24	3.69	24.36	2.60	0.0	-0.11	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.24	2.46	25.79	1.68	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.24	1.38	24.25	2.54	0.0	-0.09	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.24	2.99	22.61	2.51	0.0	-0.11	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.24	0.67	24.52	1.68	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.24	0.76	27.75	2.49	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.24	0.80	23.36	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.24	2.31	25.79	3.52	0.0	-0.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.24	1.59	20.55	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.24	225.86	14.74	2.65	0.0	-0.26	11.02	2.63	0.102	0.130	0.008
1.24	1.68	20.76	2.74	0.0	-0.11	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.24	0.89	26.55	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.23	0.91	21.73	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.83	0.69	17.75	2.82	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.83	0.79	22.99	1.68	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.83	0.68	17.75	3.13	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.83	3.82	19.10	2.55	0.0	-0.11	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.83	4.01	21.79	1.68	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.83	1.53	20.88	2.62	0.0	-0.11	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.83	228.92	14.89	2.63	0.0	-0.26	11.02	2.63	0.102	0.135	0.001
0.82	13.26	23.41	3.20	0.0	-0.11	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.82	2.08	21.23	3.07	0.0	-0.11	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.82	1.49	26.19	2.09	0.0	-0.04	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.82	2.33	21.65	3.04	0.0	-0.11	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.82	2.67	25.74	3.04	0.0	-0.11	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.82	0.62	25.12	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.82	0.63	25.13	1.68	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.41	0.90	21.73	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.41	224.70	14.71	2.62	0.0	-0.26	11.02	2.62	0.102	0.129	4.5228e-04
0.41	0.82	21.29	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.41	4.68	22.81	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.41	4.83	22.87	2.05	0.0	-0.11	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.41	3.11	21.78	3.32	0.0	-0.11	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.41	3.00	22.74	2.13	0.0	-0.06	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.41	2.44	21.05	1.82	0.0	-0.02	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.41	2.03	20.23	2.32	0.0	-0.09	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.40	4.49	25.01	2.65	0.0	-0.11	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.40	1.37	27.75	3.30	0.0	-0.02	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.40	0.71	24.51	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.40	1.38	25.34	1.68	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.40	0.63	24.83	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.40	0.74	18.95	1.68	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.40	0.69	18.96	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.40	1.92	23.32	3.18	0.0	-0.11	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.40	0.65	25.41	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.39	0.66	18.61	1.68	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.39	0.63	18.66	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.39	1.26	21.79	2.74	0.0	-0.11	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.39	0.58	18.36	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.38	0.58	25.14	1.68	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.20	2.49	22.71	2.83	0.0	0.0	22.71	2.83	1.346	0.0	0.0
Risulta	6293.08									

Modo	Frequenza	Periodo	Acc. Spettrale	M efficace X x %	M efficace Y x %	M efficace Z x %	Energia	Energia x v			
	Hz	sec	g	g	g	g					
			kN	kN	kN	kN					
1	2.396	0.417	0.120	0.11	1.69e-03	1859.30	29.5	3.00e-05	0.0	0.0	0.0
2	2.669	0.375	0.120	1636.25	26.0	1.28	2.03e-02	7.70e-06	0.0	0.0	0.0
3	2.783	0.359	0.120	198.85	3.2	5.05	8.02e-02	5.30e-05	0.0	0.0	0.0
4	10.850	0.092	0.089	5.38e-06	0.0	0.44	6.93e-03	0.0	0.0	0.0	0.0
5	17.939	0.056	0.078	0.05	7.79e-04	6.08e-03	9.66e-05	722.04	11.5	0.0	0.0
6	22.115	0.045	0.074	3.92e-04	6.23e-06	7.88e-04	1.25e-05	2.85e-05	0.0	0.0	0.0
7	26.554	0.038	0.072	0.02	2.55e-04	1422.41	22.6	0.41	6.58e-03	0.0	0.0

Modo	Frequenza	Periodo	Acc. Spettrale	M efficace X x % g	M efficace Y x % g	M efficace Z x % g	Energia	Energia x v
8	26.822	0.037	0.072	1.23e-03	1.95e-05	0.02	0.04	0.0
9	26.974	0.037	0.072	0.20	3.19e-03	0.99	11.95	0.0
Risulta				1835.48		3289.49	734.45	
In percentuale				29.17		52.27	11.67	

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
7	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. -)	
			categoria suolo: B
			fattore di sito S = 1.200
			ordinata spettro (tratto Tb-Tc) = 0.120 g
			angolo di ingresso:0.0
			eccentricità aggiuntiva: negativa
			periodo proprio T1: 0.375 s
			fattore q: 1.333
			amplificazione ND (non dissipativi): 1.000
			fattore per spost. mu d: 1.523
			classe di duttilità CD: ND
			numero di modi considerati: 9
			combinaz. modale: CQC

Quota	M Sismica x g	Pos. GX	Pos. GY	E agg. X-X	E agg. Y-Y	Pos. KX	Pos. KY	(r/Ls)^2	rapp. ex/rx	rapp. ey/ry
m	kN	m	m	m	m	m	m			
5.01	1828.22	15.41	2.62	0.0	0.26	15.73	2.62	1.406	0.030	0.0
1.65	3673.36	14.92	2.62	0.0	0.26	11.34	2.63	0.100	0.126	0.003
1.27	0.62	18.08	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.27	0.62	18.36	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.26	1.27	22.16	2.71	0.0	0.11	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.26	0.66	18.60	1.68	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.26	1.36	22.42	1.68	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.25	1.94	20.67	1.68	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.25	0.70	17.75	2.81	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.25	1.49	20.38	2.08	0.0	0.04	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.25	2.95	20.64	2.40	0.0	0.09	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.25	0.75	25.76	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.25	1.58	23.52	2.58	0.0	0.11	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.25	1.34	22.53	1.68	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.24	1.42	24.57	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.24	3.69	24.36	2.60	0.0	0.11	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.24	2.46	25.79	1.68	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.24	1.38	24.25	2.54	0.0	0.09	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.24	2.99	22.61	2.51	0.0	0.11	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.24	0.67	24.52	1.68	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.24	0.76	27.75	2.49	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.24	0.80	23.36	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.24	2.31	25.79	3.52	0.0	0.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.24	1.59	20.55	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.24	225.86	14.74	2.65	0.0	0.26	11.02	2.63	0.102	0.130	0.008
1.24	1.68	20.76	2.74	0.0	0.11	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.24	0.89	26.55	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.23	0.91	21.73	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.83	0.69	17.75	2.82	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.83	0.79	22.99	1.68	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.83	0.68	17.75	3.13	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.83	3.82	19.10	2.55	0.0	0.11	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.83	4.01	21.79	1.68	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.83	1.53	20.88	2.62	0.0	0.11	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.83	228.92	14.89	2.63	0.0	0.26	11.02	2.63	0.102	0.135	0.001
0.82	13.26	23.41	3.20	0.0	0.11	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.82	2.08	21.23	3.07	0.0	0.11	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.82	1.49	26.19	2.09	0.0	0.04	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.82	2.33	21.65	3.04	0.0	0.11	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.82	2.67	25.74	3.04	0.0	0.11	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.82	0.62	25.12	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.82	0.63	25.13	1.68	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.41	0.90	21.73	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.41	224.70	14.71	2.62	0.0	0.26	11.02	2.62	0.102	0.129	4.5228e-04
0.41	0.82	21.29	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Quota	M Sismica x g	Pos. GX	Pos. GY	E agg. X-X	E agg. Y-Y	Pos. KX	Pos. KY	(r/Ls)^2	rapp. ex/rx	rapp. ey/ry
0.41	4.68	22.81	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.41	4.83	22.87	2.05	0.0	0.11	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.41	3.11	21.78	3.32	0.0	0.11	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.41	3.00	22.74	2.13	0.0	0.06	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.41	2.44	21.05	1.82	0.0	0.02	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.41	2.03	20.23	2.32	0.0	0.09	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.40	4.49	25.01	2.65	0.0	0.11	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.40	1.37	27.75	3.30	0.0	0.02	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.40	0.71	24.51	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.40	1.38	25.34	1.68	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.40	0.63	24.83	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.40	0.74	18.95	1.68	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.40	0.69	18.96	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.40	1.92	23.32	3.18	0.0	0.11	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.40	0.65	25.41	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.39	0.66	18.61	1.68	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.39	0.63	18.66	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.39	1.26	21.79	2.74	0.0	0.11	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.39	0.58	18.36	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.38	0.58	25.14	1.68	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.20	2.49	22.71	2.83	0.0	0.0	22.71	2.83	1.346	0.0	0.0
Risulta	6293.08									

Modo	Frequenza	Periodo	Acc. Spettrale	M efficace X x	%	M efficace Y x	%	M efficace Z x	%	Energia	Energia x v
	Hz	sec	g	g		g		g			
				kN		kN		kN			
1	2.396	0.417	0.120	0.11	1.69e-03	1859.30	29.5	2.93e-05	0.0	0.0	0.0
2	2.669	0.375	0.120	1636.15	26.0	1.28	2.03e-02	4.46e-05	0.0	0.0	0.0
3	2.783	0.359	0.120	198.95	3.2	5.05	8.02e-02	1.37e-05	0.0	0.0	0.0
4	10.850	0.092	0.089	0.0	0.0	0.44	6.93e-03	1.80e-06	0.0	0.0	0.0
5	17.939	0.056	0.078	0.05	8.03e-04	6.95e-03	1.10e-04	722.04	11.5	0.0	0.0
6	22.115	0.045	0.074	2.85e-04	4.52e-06	7.80e-04	1.24e-05	4.16e-05	0.0	0.0	0.0
7	26.554	0.038	0.072	4.30e-03	6.83e-05	1422.52	22.6	0.41	6.53e-03	0.0	0.0
8	26.822	0.037	0.072	1.31e-03	2.08e-05	1.68e-03	2.67e-05	0.04	6.91e-04	0.0	0.0
9	26.974	0.037	0.072	0.22	3.53e-03	1.13	1.80e-02	11.38	0.2	0.0	0.0
Risulta				1835.49		3289.73		733.88			
In percentuale				29.17		52.28		11.66			

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
8	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=90.00 (ecc. +)	
			categoria suolo: B
			fattore di sito S = 1.200
			ordinata spettro (tratto Tb-Tc) = 0.120 g
			angolo di ingresso:90.00
			eccentricità aggiuntiva: positiva
			periodo proprio T1: 0.427 s
			fattore q: 1.333
			amplificazione ND (non dissipativi): 1.000
			fattore per spost. mu d: 1.460
			classe di duttilità CD: ND
			numero di modi considerati: 9
			combinaz. modale: CQC

Quota	M Sismica x g	Pos. GX	Pos. GY	E agg. X-X	E agg. Y-Y	Pos. KX	Pos. KY	(r/Ls)^2	rapp. ex/rx	rapp. ey/ry
m	kN	m	m	m	m	m	m			
5.01	1828.22	15.41	2.62	1.54	0.0	15.73	2.62	1.406	0.030	0.0
1.65	3673.36	14.92	2.62	1.54	0.0	11.34	2.63	0.100	0.126	0.003
1.27	0.62	18.08	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.27	0.62	18.36	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.26	1.27	22.16	2.71	0.34	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.26	0.66	18.60	1.68	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.26	1.36	22.42	1.68	0.37	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.25	1.94	20.67	1.68	0.35	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.25	0.70	17.75	2.81	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.25	1.49	20.38	2.08	0.26	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.25	2.95	20.64	2.40	0.28	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.25	0.75	25.76	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Quota	M Sismica x g	Pos. GX	Pos. GY	E agg. X-X	E agg. Y-Y	Pos. KX	Pos. KY	(r/Ls)^2	rapp. ex/rx	rapp. ey/ry
1.25	1.58	23.52	2.58	0.16	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.25	1.34	22.53	1.68	0.21	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.24	1.42	24.57	3.83	0.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.24	3.69	24.36	2.60	0.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.24	2.46	25.79	1.68	0.14	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.24	1.38	24.25	2.54	0.34	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.24	2.99	22.61	2.51	0.42	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.24	0.67	24.52	1.68	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.24	0.76	27.75	2.49	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.24	0.80	23.36	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.24	2.31	25.79	3.52	0.26	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.24	1.59	20.55	3.83	0.04	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.24	225.86	14.74	2.65	1.54	0.0	11.02	2.63	0.102	0.130	0.008
1.24	1.68	20.76	2.74	0.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.24	0.89	26.55	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.23	0.91	21.73	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.83	0.69	17.75	2.82	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.83	0.79	22.99	1.68	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.83	0.68	17.75	3.13	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.83	3.82	19.10	2.55	0.22	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.83	4.01	21.79	1.68	0.36	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.83	1.53	20.88	2.62	0.20	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.83	228.92	14.89	2.63	1.54	0.0	11.02	2.63	0.102	0.135	0.001
0.82	13.26	23.41	3.20	0.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.82	2.08	21.23	3.07	0.31	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.82	1.49	26.19	2.09	0.16	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.82	2.33	21.65	3.04	0.34	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.82	2.67	25.74	3.04	0.15	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.82	0.62	25.12	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.82	0.63	25.13	1.68	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.41	0.90	21.73	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.41	224.70	14.71	2.62	1.54	0.0	11.02	2.62	0.102	0.129	4.5228e-04
0.41	0.82	21.29	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.41	4.68	22.81	3.83	0.36	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.41	4.83	22.87	2.05	0.38	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.41	3.11	21.78	3.32	0.34	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.41	3.00	22.74	2.13	0.48	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.41	2.44	21.05	1.82	0.26	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.41	2.03	20.23	2.32	0.34	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.40	4.49	25.01	2.65	0.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.40	1.37	27.75	3.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.40	0.71	24.51	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.40	1.38	25.34	1.68	0.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.40	0.63	24.83	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.40	0.74	18.95	1.68	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.40	0.69	18.96	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.40	1.92	23.32	3.18	0.37	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.40	0.65	25.41	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.39	0.66	18.61	1.68	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.39	0.63	18.66	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.39	1.26	21.79	2.74	0.37	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.39	0.58	18.36	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.38	0.58	25.14	1.68	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.20	2.49	22.71	2.83	0.44	0.0	22.71	2.83	1.346	0.0	0.0
Risulta	6293.08									

Modo	Frequenza	Periodo	Acc. Spettrale	M efficace X x	%	M efficace Y x	%	M efficace Z x	%	Energia	Energia x v
	Hz	sec	g	g		g		g			
			kN	kN		kN		kN			
1	2.343	0.427	0.120	0.0	0.0	1692.95	26.9	4.79e-05	0.0	0.0	0.0
2	2.682	0.373	0.120	1835.21	29.2	0.0	0.0	2.55e-05	0.0	0.0	0.0
3	2.867	0.349	0.120	2.80e-06	0.0	173.70	2.8	7.08e-06	0.0	0.0	0.0
4	10.963	0.091	0.088	0.0	0.0	0.49	7.80e-03	0.0	0.0	0.0	0.0
5	17.939	0.056	0.078	0.05	7.91e-04	6.83e-03	1.09e-04	722.09	11.5	0.0	0.0
6	22.255	0.045	0.074	1.45e-06	0.0	2.85e-03	4.52e-05	2.62e-05	0.0	0.0	0.0
7	26.142	0.038	0.072	5.10e-03	8.11e-05	1685.20	26.8	0.60	9.52e-03	0.0	0.0
8	26.848	0.037	0.072	1.34e-03	2.12e-05	1.03e-03	1.64e-05	0.05	8.22e-04	0.0	0.0
9	26.972	0.037	0.072	0.27	4.24e-03	0.43	6.89e-03	13.37	0.2	0.0	0.0

Modo	Frequenza	Periodo	Acc. Spettrale	M efficace X x % g	M efficace Y x % g	M efficace Z x % g	Energia	Energia x v
Risulta				1835.53	3552.79	736.12		
In percentuale				29.17	56.46	11.70		

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
9	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=90.00 (ecc. -)	
			categoria suolo: B
			fattore di sito S = 1.200
			ordinata spettro (tratto Tb-Tc) = 0.120 g
			angolo di ingresso:90.00
			eccentricità aggiuntiva: negativa
			periodo proprio T1: 0.432 s
			fattore q: 1.333
			amplificazione ND (non dissipativi): 1.000
			fattore per spost. mu d: 1.454
			classe di duttilità CD: ND
			numero di modi considerati: 9
			combinaz. modale: CQC

Quota	M Sismica x g	Pos. GX	Pos. GY	E agg. X-X	E agg. Y-Y	Pos. KX	Pos. KY	(r/Ls)^2	rapp. ex/rx	rapp. ey/ry
m	kN	m	m	m	m	m	m			
5.01	1828.22	15.41	2.62	-1.54	0.0	15.73	2.62	1.406	0.030	0.0
1.65	3673.36	14.92	2.62	-1.54	0.0	11.34	2.63	0.100	0.126	0.003
1.27	0.62	18.08	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.27	0.62	18.36	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.26	1.27	22.16	2.71	-0.34	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.26	0.66	18.60	1.68	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.26	1.36	22.42	1.68	-0.37	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.25	1.94	20.67	1.68	-0.35	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.25	0.70	17.75	2.81	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.25	1.49	20.38	2.08	-0.26	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.25	2.95	20.64	2.40	-0.28	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.25	0.75	25.76	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.25	1.58	23.52	2.58	-0.16	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.25	1.34	22.53	1.68	-0.21	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.24	1.42	24.57	3.83	-0.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.24	3.69	24.36	2.60	-0.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.24	2.46	25.79	1.68	-0.14	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.24	1.38	24.25	2.54	-0.34	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.24	2.99	22.61	2.51	-0.42	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.24	0.67	24.52	1.68	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.24	0.76	27.75	2.49	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.24	0.80	23.36	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.24	2.31	25.79	3.52	-0.26	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.24	1.59	20.55	3.83	-0.04	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.24	225.86	14.74	2.65	-1.54	0.0	11.02	2.63	0.102	0.130	0.008
1.24	1.68	20.76	2.74	-0.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.24	0.89	26.55	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.23	0.91	21.73	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.83	0.69	17.75	2.82	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.83	0.79	22.99	1.68	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.83	0.68	17.75	3.13	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.83	3.82	19.10	2.55	-0.22	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.83	4.01	21.79	1.68	-0.36	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.83	1.53	20.88	2.62	-0.20	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.83	228.92	14.89	2.63	-1.54	0.0	11.02	2.63	0.102	0.135	0.001
0.82	13.26	23.41	3.20	-0.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.82	2.08	21.23	3.07	-0.31	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.82	1.49	26.19	2.09	-0.16	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.82	2.33	21.65	3.04	-0.34	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.82	2.67	25.74	3.04	-0.15	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.82	0.62	25.12	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.82	0.63	25.13	1.68	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.41	0.90	21.73	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.41	224.70	14.71	2.62	-1.54	0.0	11.02	2.62	0.102	0.129	4.5228e-04
0.41	0.82	21.29	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.41	4.68	22.81	3.83	-0.36	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.41	4.83	22.87	2.05	-0.38	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Quota	M Sismica x g	Pos. GX	Pos. GY	E agg. X-X	E agg. Y-Y	Pos. KX	Pos. KY	(r/Ls)^2	rapp. ex/rx	rapp. ey/ry
0.41	3.11	21.78	3.32	-0.34	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.41	3.00	22.74	2.13	-0.48	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.41	2.44	21.05	1.82	-0.26	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.41	2.03	20.23	2.32	-0.34	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.40	4.49	25.01	2.65	-0.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.40	1.37	27.75	3.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.40	0.71	24.51	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.40	1.38	25.34	1.68	-0.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.40	0.63	24.83	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.40	0.74	18.95	1.68	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.40	0.69	18.96	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.40	1.92	23.32	3.18	-0.37	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.40	0.65	25.41	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.39	0.66	18.61	1.68	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.39	0.63	18.66	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.39	1.26	21.79	2.74	-0.37	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.39	0.58	18.36	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.38	0.58	25.14	1.68	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.20	2.49	22.71	2.83	-0.44	0.0	22.71	2.83	1.346	0.0	0.0
Risulta	6293.08									

Modo	Frequenza	Periodo	Acc. Spettrale	M efficace X x %	M efficace Y x %	M efficace Z x %	Energia	Energia x v
	Hz	sec	g	kN	kN	kN		
1	2.315	0.432	0.120	0.0	1626.64	25.8	9.42e-06	0.0
2	2.682	0.373	0.120	1835.21	29.2	1.24e-06	0.0	0.0
3	2.898	0.345	0.120	0.0	237.84	3.8	6.57e-05	1.04e-06
4	10.917	0.092	0.088	0.0	0.51	8.06e-03	5.62e-06	0.0
5	17.939	0.056	0.078	0.05	7.90e-04	6.32e-03	1.00e-04	721.99
6	22.104	0.045	0.074	2.72e-06	0.0	2.71e-04	4.30e-06	4.77e-05
7	26.680	0.037	0.072	0.01	1.79e-04	1289.81	20.5	0.24
8	26.848	0.037	0.072	1.16e-03	1.84e-05	0.02	3.29e-04	0.05
9	26.974	0.037	0.072	0.36	5.72e-03	1.66	2.64e-02	13.56
Risulta				1835.63	3156.49		735.84	
In percentuale				29.17	50.16		11.69	

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
10	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=0.0 (ecc. +)	
			categoria suolo: B
			fattore di sito S = 1.200
			ordinata spettro (tratto Tb-Tc) = 0.064 g
			angolo di ingresso:0.0
			eccentricità aggiuntiva: positiva
			periodo proprio T1: 0.375 s
			numero di modi considerati: 9
			combinaz. modale: CQC

Quota	M Sismica x g	Pos. GX	Pos. GY	E agg. X-X	E agg. Y-Y	Pos. KX	Pos. KY	(r/Ls)^2	rapp. ex/rx	rapp. ey/ry
m	kN	m	m	m	m	m	m			
5.01	1828.22	15.41	2.62	0.0	-0.26	15.73	2.62	1.406	0.030	0.0
1.65	3673.36	14.92	2.62	0.0	-0.26	11.34	2.63	0.100	0.126	0.003
1.27	0.62	18.08	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.27	0.62	18.36	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.26	1.27	22.16	2.71	0.0	-0.11	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.26	0.66	18.60	1.68	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.26	1.36	22.42	1.68	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.25	1.94	20.67	1.68	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.25	0.70	17.75	2.81	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.25	1.49	20.38	2.08	0.0	-0.04	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.25	2.95	20.64	2.40	0.0	-0.09	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.25	0.75	25.76	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.25	1.58	23.52	2.58	0.0	-0.11	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.25	1.34	22.53	1.68	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.24	1.42	24.57	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.24	3.69	24.36	2.60	0.0	-0.11	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.24	2.46	25.79	1.68	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.24	1.38	24.25	2.54	0.0	-0.09	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Quota	M Sismica x g	Pos. GX	Pos. GY	E agg. X-X	E agg. Y-Y	Pos. KX	Pos. KY	(r/Ls)^2	rapp. ex/rx	rapp. ey/ry
1.24	2.99	22.61	2.51	0.0	-0.11	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.24	0.67	24.52	1.68	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.24	0.76	27.75	2.49	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.24	0.80	23.36	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.24	2.31	25.79	3.52	0.0	-0.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.24	1.59	20.55	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.24	225.86	14.74	2.65	0.0	-0.26	11.02	2.63	0.102	0.130	0.008
1.24	1.68	20.76	2.74	0.0	-0.11	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.24	0.89	26.55	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.23	0.91	21.73	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.83	0.69	17.75	2.82	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.83	0.79	22.99	1.68	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.83	0.68	17.75	3.13	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.83	3.82	19.10	2.55	0.0	-0.11	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.83	4.01	21.79	1.68	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.83	1.53	20.88	2.62	0.0	-0.11	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.83	228.92	14.89	2.63	0.0	-0.26	11.02	2.63	0.102	0.135	0.001
0.82	13.26	23.41	3.20	0.0	-0.11	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.82	2.08	21.23	3.07	0.0	-0.11	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.82	1.49	26.19	2.09	0.0	-0.04	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.82	2.33	21.65	3.04	0.0	-0.11	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.82	2.67	25.74	3.04	0.0	-0.11	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.82	0.62	25.12	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.82	0.63	25.13	1.68	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.41	0.90	21.73	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.41	224.70	14.71	2.62	0.0	-0.26	11.02	2.62	0.102	0.129	4.5228e-04
0.41	0.82	21.29	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.41	4.68	22.81	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.41	4.83	22.87	2.05	0.0	-0.11	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.41	3.11	21.78	3.32	0.0	-0.11	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.41	3.00	22.74	2.13	0.0	-0.06	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.41	2.44	21.05	1.82	0.0	-0.02	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.41	2.03	20.23	2.32	0.0	-0.09	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.40	4.49	25.01	2.65	0.0	-0.11	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.40	1.37	27.75	3.30	0.0	-0.02	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.40	0.71	24.51	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.40	1.38	25.34	1.68	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.40	0.63	24.83	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.40	0.74	18.95	1.68	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.40	0.69	18.96	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.40	1.92	23.32	3.18	0.0	-0.11	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.40	0.65	25.41	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.39	0.66	18.61	1.68	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.39	0.63	18.66	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.39	1.26	21.79	2.74	0.0	-0.11	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.39	0.58	18.36	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.38	0.58	25.14	1.68	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.20	2.49	22.71	2.83	0.0	0.0	22.71	2.83	1.346	0.0	0.0
Risulta	6293.08									

Modo	Frequenza	Periodo	Acc. Spettrale	M efficace X x %	M efficace Y x %	M efficace Z x %	Energia	Energia x v		
	Hz	sec	g	g	g	g				
				kN	kN	kN				
1	2.396	0.417	0.054	0.11	1.69e-03	1859.30	29.5	3.00e-05	0.0	0.0
2	2.669	0.375	0.060	1636.25	26.0	1.28	2.03e-02	7.70e-06	0.0	0.0
3	2.783	0.359	0.063	198.85	3.2	5.05	8.02e-02	5.30e-05	0.0	0.0
4	10.850	0.092	0.056	5.38e-06	0.0	0.44	6.93e-03	0.0	0.0	0.0
5	17.939	0.056	0.045	0.05	7.79e-04	6.08e-03	9.66e-05	722.04	11.5	0.0
6	22.115	0.045	0.041	3.92e-04	6.23e-06	7.88e-04	1.25e-05	2.85e-05	0.0	0.0
7	26.554	0.038	0.039	0.02	2.55e-04	1422.41	22.6	0.41	6.58e-03	0.0
8	26.822	0.037	0.039	1.23e-03	1.95e-05	0.02	3.03e-04	0.04	6.96e-04	0.0
9	26.974	0.037	0.039	0.20	3.19e-03	0.99	1.58e-02	11.95	0.2	0.0
Risulta				1835.48		3289.49		734.45		
In percentuale				29.17		52.27		11.67		

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
11	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=0.0 (ecc. -)	
			categoria suolo: B

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
			fattore di sito S = 1.200
			ordinata spettro (tratto Tb-Tc) = 0.064 g
			angolo di ingresso:0.0
			eccentricità aggiuntiva: negativa
			periodo proprio T1: 0.375 s
			numero di modi considerati: 9
			combinaz. modale: CQC

Quota	M Sismica x g	Pos. GX	Pos. GY	E agg. X-X	E agg. Y-Y	Pos. KX	Pos. KY	(r/Ls)^2	rapp. ex/rx	rapp. ey/ry
m	kN	m	m	m	m	m	m			
5.01	1828.22	15.41	2.62	0.0	0.26	15.73	2.62	1.406	0.030	0.0
1.65	3673.36	14.92	2.62	0.0	0.26	11.34	2.63	0.100	0.126	0.003
1.27	0.62	18.08	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.27	0.62	18.36	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.26	1.27	22.16	2.71	0.0	0.11	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.26	0.66	18.60	1.68	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.26	1.36	22.42	1.68	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.25	1.94	20.67	1.68	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.25	0.70	17.75	2.81	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.25	1.49	20.38	2.08	0.0	0.04	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.25	2.95	20.64	2.40	0.0	0.09	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.25	0.75	25.76	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.25	1.58	23.52	2.58	0.0	0.11	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.25	1.34	22.53	1.68	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.24	1.42	24.57	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.24	3.69	24.36	2.60	0.0	0.11	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.24	2.46	25.79	1.68	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.24	1.38	24.25	2.54	0.0	0.09	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.24	2.99	22.61	2.51	0.0	0.11	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.24	0.67	24.52	1.68	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.24	0.76	27.75	2.49	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.24	0.80	23.36	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.24	2.31	25.79	3.52	0.0	0.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.24	1.59	20.55	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.24	225.86	14.74	2.65	0.0	0.26	11.02	2.63	0.102	0.130	0.008
1.24	1.68	20.76	2.74	0.0	0.11	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.24	0.89	26.55	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.23	0.91	21.73	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.83	0.69	17.75	2.82	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.83	0.79	22.99	1.68	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.83	0.68	17.75	3.13	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.83	3.82	19.10	2.55	0.0	0.11	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.83	4.01	21.79	1.68	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.83	1.53	20.88	2.62	0.0	0.11	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.83	228.92	14.89	2.63	0.0	0.26	11.02	2.63	0.102	0.135	0.001
0.82	13.26	23.41	3.20	0.0	0.11	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.82	2.08	21.23	3.07	0.0	0.11	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.82	1.49	26.19	2.09	0.0	0.04	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.82	2.33	21.65	3.04	0.0	0.11	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.82	2.67	25.74	3.04	0.0	0.11	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.82	0.62	25.12	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.82	0.63	25.13	1.68	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.41	0.90	21.73	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.41	224.70	14.71	2.62	0.0	0.26	11.02	2.62	0.102	0.129	4.5228e-04
0.41	0.82	21.29	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.41	4.68	22.81	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.41	4.83	22.87	2.05	0.0	0.11	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.41	3.11	21.78	3.32	0.0	0.11	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.41	3.00	22.74	2.13	0.0	0.06	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.41	2.44	21.05	1.82	0.0	0.02	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.41	2.03	20.23	2.32	0.0	0.09	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.40	4.49	25.01	2.65	0.0	0.11	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.40	1.37	27.75	3.30	0.0	0.02	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.40	0.71	24.51	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.40	1.38	25.34	1.68	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.40	0.63	24.83	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.40	0.74	18.95	1.68	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.40	0.69	18.96	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Quota	M Sismica x g	Pos. GX	Pos. GY	E agg. X-X	E agg. Y-Y	Pos. KX	Pos. KY	(r/Ls)^2	rapp. ex/rx	rapp. ey/ry
0.40	1.92	23.32	3.18	0.0	0.11	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.40	0.65	25.41	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.39	0.66	18.61	1.68	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.39	0.63	18.66	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.39	1.26	21.79	2.74	0.0	0.11	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.39	0.58	18.36	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.38	0.58	25.14	1.68	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.20	2.49	22.71	2.83	0.0	0.0	22.71	2.83	1.346	0.0	0.0
Risulta	6293.08									

Modo	Frequenza	Periodo	Acc. Spettrale	M efficace X x %	M efficace Y x %	M efficace Z x %	Energia	Energia x v			
	Hz	sec	g	g	g	g					
			kN	kN	kN	kN					
1	2.396	0.417	0.054	0.11	1.69e-03	1859.30	29.5	2.93e-05	0.0	0.0	0.0
2	2.669	0.375	0.060	1636.15	26.0	1.28	2.03e-02	4.46e-05	0.0	0.0	0.0
3	2.783	0.359	0.063	198.95	3.2	5.05	8.02e-02	1.37e-05	0.0	0.0	0.0
4	10.850	0.092	0.056	0.0	0.0	0.44	6.93e-03	1.80e-06	0.0	0.0	0.0
5	17.939	0.056	0.045	0.05	8.03e-04	6.95e-03	1.10e-04	722.04	11.5	0.0	0.0
6	22.115	0.045	0.041	2.85e-04	4.52e-06	7.80e-04	1.24e-05	4.16e-05	0.0	0.0	0.0
7	26.554	0.038	0.039	4.30e-03	6.83e-05	1422.52	22.6	0.41	6.53e-03	0.0	0.0
8	26.822	0.037	0.039	1.31e-03	2.08e-05	1.68e-03	2.67e-05	0.04	6.91e-04	0.0	0.0
9	26.974	0.037	0.039	0.22	3.53e-03	1.13	1.80e-02	11.38	0.2	0.0	0.0
Risulta				1835.49		3289.73		733.88			
In percentuale				29.17		52.28		11.66			

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
12	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=90.00 (ecc. +)	
			categoria suolo: B
			fattore di sito S = 1.200
			ordinata spettro (tratto Tb-Tc) = 0.064 g
			angolo di ingresso:90.00
			eccentricità aggiuntiva: positiva
			periodo proprio T1: 0.427 s
			numero di modi considerati: 9
			combinaz. modale: CQC

Quota	M Sismica x g	Pos. GX	Pos. GY	E agg. X-X	E agg. Y-Y	Pos. KX	Pos. KY	(r/Ls)^2	rapp. ex/rx	rapp. ey/ry
m	kN	m	m	m	m	m	m			
5.01	1828.22	15.41	2.62	1.54	0.0	15.73	2.62	1.406	0.030	0.0
1.65	3673.36	14.92	2.62	1.54	0.0	11.34	2.63	0.100	0.126	0.003
1.27	0.62	18.08	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.27	0.62	18.36	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.26	1.27	22.16	2.71	0.34	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.26	0.66	18.60	1.68	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.26	1.36	22.42	1.68	0.37	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.25	1.94	20.67	1.68	0.35	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.25	0.70	17.75	2.81	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.25	1.49	20.38	2.08	0.26	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.25	2.95	20.64	2.40	0.28	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.25	0.75	25.76	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.25	1.58	23.52	2.58	0.16	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.25	1.34	22.53	1.68	0.21	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.24	1.42	24.57	3.83	0.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.24	3.69	24.36	2.60	0.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.24	2.46	25.79	1.68	0.14	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.24	1.38	24.25	2.54	0.34	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.24	2.99	22.61	2.51	0.42	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.24	0.67	24.52	1.68	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.24	0.76	27.75	2.49	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.24	0.80	23.36	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.24	2.31	25.79	3.52	0.26	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.24	1.59	20.55	3.83	0.04	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.24	225.86	14.74	2.65	1.54	0.0	11.02	2.63	0.102	0.130	0.008
1.24	1.68	20.76	2.74	0.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.24	0.89	26.55	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.23	0.91	21.73	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.83	0.69	17.75	2.82	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Quota	M Sismica x g	Pos. GX	Pos. GY	E agg. X-X	E agg. Y-Y	Pos. KX	Pos. KY	(r/Ls)^2	rapp. ex/rx	rapp. ey/ry
0.83	0.79	22.99	1.68	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.83	0.68	17.75	3.13	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.83	3.82	19.10	2.55	0.22	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.83	4.01	21.79	1.68	0.36	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.83	1.53	20.88	2.62	0.20	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.83	228.92	14.89	2.63	1.54	0.0	11.02	2.63	0.102	0.135	0.001
0.82	13.26	23.41	3.20	0.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.82	2.08	21.23	3.07	0.31	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.82	1.49	26.19	2.09	0.16	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.82	2.33	21.65	3.04	0.34	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.82	2.67	25.74	3.04	0.15	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.82	0.62	25.12	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.82	0.63	25.13	1.68	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.41	0.90	21.73	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.41	224.70	14.71	2.62	1.54	0.0	11.02	2.62	0.102	0.129	4.5228e-04
0.41	0.82	21.29	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.41	4.68	22.81	3.83	0.36	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.41	4.83	22.87	2.05	0.38	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.41	3.11	21.78	3.32	0.34	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.41	3.00	22.74	2.13	0.48	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.41	2.44	21.05	1.82	0.26	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.41	2.03	20.23	2.32	0.34	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.40	4.49	25.01	2.65	0.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.40	1.37	27.75	3.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.40	0.71	24.51	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.40	1.38	25.34	1.68	0.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.40	0.63	24.83	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.40	0.74	18.95	1.68	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.40	0.69	18.96	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.40	1.92	23.32	3.18	0.37	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.40	0.65	25.41	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.39	0.66	18.61	1.68	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.39	0.63	18.66	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.39	1.26	21.79	2.74	0.37	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.39	0.58	18.36	3.83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.38	0.58	25.14	1.68	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.20	2.49	22.71	2.83	0.44	0.0	22.71	2.83	1.346	0.0	0.0
Risulta	6293.08									

Modo	Frequenza	Periodo	Acc. Spettrale	M efficace X x g	%	M efficace Y x g	%	M efficace Z x g	%	Energia	Energia x v
	Hz	sec	g	kN		kN		kN			
1	2.343	0.427	0.053	0.0	0.0	1692.95	26.9	4.79e-05	0.0	0.0	0.0
2	2.682	0.373	0.061	1835.21	29.2	0.0	0.0	2.55e-05	0.0	0.0	0.0
3	2.867	0.349	0.064	2.80e-06	0.0	173.70	2.8	7.08e-06	0.0	0.0	0.0
4	10.963	0.091	0.055	0.0	0.0	0.49	7.80e-03	0.0	0.0	0.0	0.0
5	17.939	0.056	0.045	0.05	7.91e-04	6.83e-03	1.09e-04	722.09	11.5	0.0	0.0
6	22.255	0.045	0.041	1.45e-06	0.0	2.85e-03	4.52e-05	2.62e-05	0.0	0.0	0.0
7	26.142	0.038	0.039	5.10e-03	8.11e-05	1685.20	26.8	0.60	9.52e-03	0.0	0.0
8	26.848	0.037	0.039	1.34e-03	2.12e-05	1.03e-03	1.64e-05	0.05	8.22e-04	0.0	0.0
9	26.972	0.037	0.039	0.27	4.24e-03	0.43	6.89e-03	13.37	0.2	0.0	0.0
Risulta				1835.53		3552.79		736.12			
In percentuale				29.17		56.46		11.70			

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
13	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=90.00 (ecc. -)	
			categoria suolo: B
			fattore di sito S = 1.200
			ordinata spettro (tratto Tb-Tc) = 0.064 g
			angolo di ingresso:90.00
			eccentricità aggiuntiva: negativa
			periodo proprio T1: 0.432 s
			numero di modi considerati: 9
			combinaz. modale: CQC

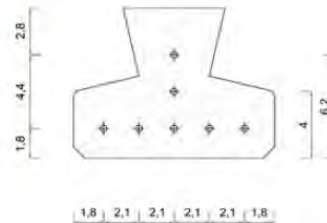
12.PROGETTO E VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI E STATI LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA

12.1. MODELLAZIONE DEI SOLAI

Dalla Figura 6 è possibile osservare la disposizione del solaio, nonché l'orditura e la lunghezza di esso. Come definito precedentemente si vuole utilizzare travetti in c.a.p. del tipo 9x12 CELERSAP della fornitura Scianatico Laterizi -solaio CELERSYSTEM riportato nella figura seguente.

TRAVETTI CELERSAP 9x12

I travetti CELERSAP 9x12 costituiscono il formato più adoperato del sistema Celersystem poiché permettono di coprire la maggior parte delle esigenze statiche dei normali solai di civile abitazione. Possono essere impiegati sia come travetto semplice che a doppio travetto, a seconda dell'impegno statico da assumere.



In base al numero delle trecce di armatura sono prodotti 7 tipi diversi con lunghezza massima di serie fino a 7,80 ml.

TRAVETTO CELERSAP 9x12: posizioni possibili delle armature di precompressione a seconda della tipologia di travetto (Tab.1 e Tab.2)

TAB. 1 - TIPOLOGIE DI TRAVETTI CELERSAP 9X12 in funzione del numero di trecce

TIPO	T1	T2	T3	T4	T5	T6	T7
ARMAT. n. trecce	3A8	1A8+2A12	3A12	4A12	5A12	6A12	7A12
Area trecce (cm ²)	0,24	0,32	0,36	0,48	0,60	0,72	0,84

Lo schema impiegato per la valutazione delle sollecitazioni e per il dimensionamento del solaio è quello di travetto appoggiato-appoggiato. Per simulare la presenza di un incastro ai due estremi del travetto si considerano ulteriori momenti negativi aggiuntivi.

Si riportano qui di seguito i valori delle caratteristiche delle sollecitazioni:

- Momento appoggi: $M = -q \cdot L^2 / 12$
- Momento di campata: $M = +q \cdot L^2 / 8$
- Taglio: $V = q \cdot L / 2$

La progettazione delle armature superiori agli appoggi è stata effettuata considerando la combinazione allo SLU e l'interasse dei travetti pari a 50cm così come segue:

$$q_{SLU} = 1,3 \cdot G1 + 1,5 \cdot G2 + 1,5 \cdot Qk1$$

Si ottiene che:

- $q_{SLU1} = 1,3 \cdot 4,00 + 1,5 \cdot 3,50 + 1,5 \cdot 1,00 = 11,95 \text{ kN/m}^2$

Si riportano qui di seguito il calcolo delle sollecitazioni tenendo conto della combinazione in oggetto.

i [m]	0,5
L [m]	5,25

	Solaio	
	appoggi	campata
M_{Ed} [kNm]	-13,72	20,58
V_{Ed} [kN]	+15,68	0

Adottando 3 ϕ 10 superiori, la sezione risulta essere verificata con un momento resistente di 18,47kNm > 13,72kNm come mostra la figura seguente.

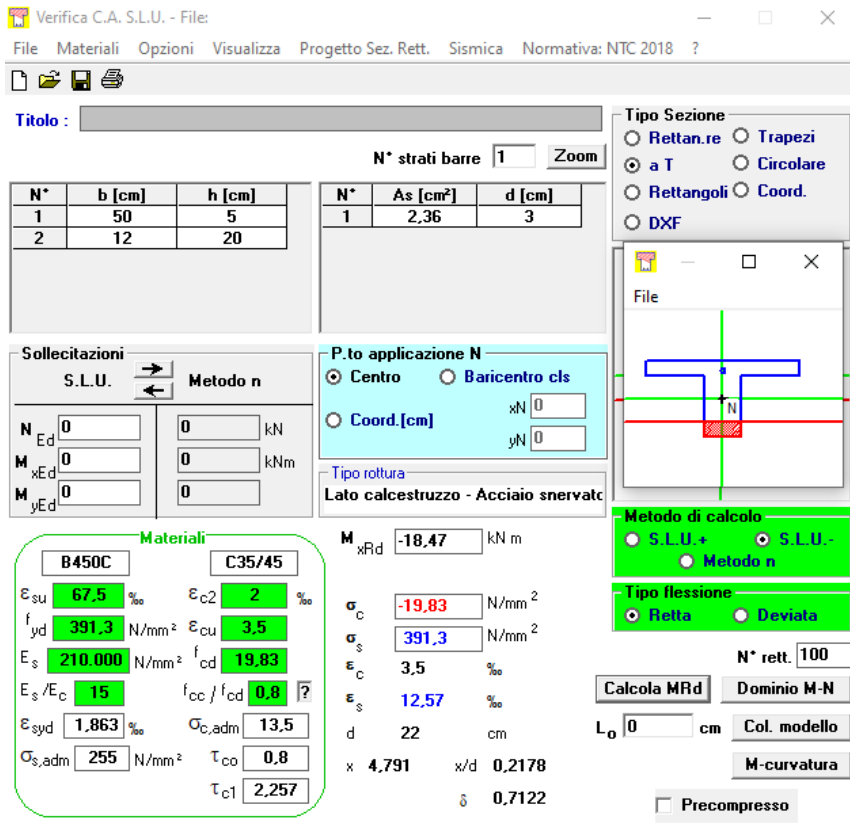


Figura 51 Verifica SLU sezione al semincastro

Il calcolo della resistenza a taglio per elementi non armati a taglio V_{Rd1} è valutata secondo la formulazione indicata nel paragrafo 4.1.2.3.5.1 dalla NTC2018 riportata qui di seguito

$$V_{Rd} = \left\{ 0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (4.1.14)$$

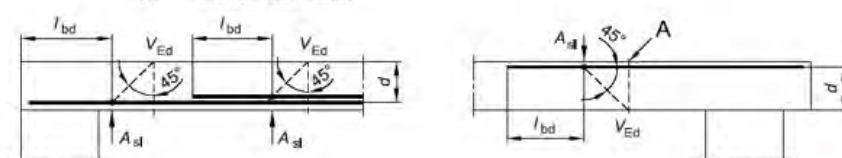
Per la sezione 12cm x 20cm si riporta il calcolo del taglio resistente trascurando il contributo delle armature spinotti.

Azione di Taglio sollecitante a Stato Limite Ultimo	V_{Ed}	15.68 [kN]	
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo	n_{cp}	0	
Coefficiente $C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c}$	0.12 [-]	$C_{Rd,c} = 0.18 / \gamma_c$
Coefficiente k	k	2.12 [-]	$k = 1 + (200/d)^{0.5} \leq 2.00$
		2.00 [-]	
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di $l_{bd} + d$	ρ_1	0.049087 [-]	$\rho_1 = A_{s,tesa} / (b \cdot d)$
		0 [-]	

figura 6.3 Definizione di A_{sl} nella espressione (6.2)

Legenda

A Sezione considerata



Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	$V_{Rd,c}$	0,00 [kN]	$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} b d$
Resistenza minima del calcestruzzo teso	$V_{Rd,min}$	11,24 [kN]	$V_{Rd,min} = (0.035 k^{3/2} (f_{ck})^{1/2}) b d$
Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	V_{Rd}	11,24 [kN]	E necessario predisporre armc

La figura precedente mostra che, non considerando l'armatura tesa, la verifica a taglio non risulta soddisfatta. Pertanto si adotta la fascia semipiena di lunghezza 35cm e, quindi, una sezione reagente a taglio 50cm x 20cm. Per realizzare le fasce semipiene in questione, si riempiono n.2 file di pignatte.

Si riporta qui di seguito la verifica a taglio tenendo conto della fascia semipiena.

Azione di Taglio sollecitante a Stato Limite Ultimo	V_{Ed}	15,68 [kN]
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		no [-]
Coefficiente $C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c}$	0,12 [-]
Coefficiente k	k	2,12 [-]
		2,00 [-]
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di $l_{bd} + d$	ρ_l	0,011781 [-]
		0 [-]

$$C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c$$

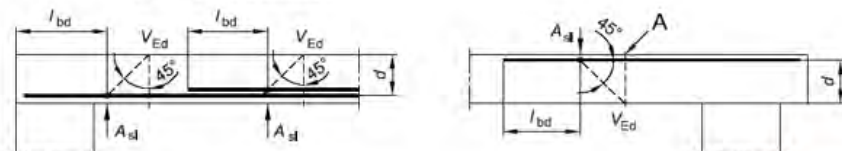
$$k = 1 + (200/d)^{0,5} \leq 2,00$$

$$\rho_l = A_{s,tesa} / (b d)$$

figura 8.3 Definizione di A_{sl} nella espressione (6.2)

Legenda

A Sezione considerata



Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	$V_{Rd,c}$	0,00 [kN]
Resistenza minima del calcestruzzo teso	$V_{Rd,min}$	46,85 [kN]
Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	V_{Rd}	46,85 [kN]

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} b d$$

$$V_{Rd,min} = (0,035 k^{3/2} f_{ck})^{1/2} b d$$

Disporre il quantitativo minim

La sezione, in questo caso, risulta essere verificata a taglio essendo che:

$$V_{Rd1} = 46,85 \text{ kN} > V_{Ed} = 10,66 \text{ kN}$$

Il dimensionamento del travetto precompresso 9x12 è stato effettuato utilizzando come momento massimo quello derivante dallo SLU pari a 20,58 kNm.

TAB. 7: TRAVETTI 9 x 12 – SOLAIO MONOTRAVE – INTERASSE 50 cm														
TABELLE MOMENTI MASSIMI PER VERIFICHE A FLESSIONE NELLE CAMPATE														
Altezza Solaio	MOMENTI MASSIMI STATO LIMITE DI ESERCIZIO IN COMBINAZIONE RARA (daN cm) (RIFERIMENTO STRISCIA DI SOLAIO LARGA 50 cm)							MOMENTI MASSIMI STATO LIMITE ULTIMO (daN cm) (RIFERIMENTO STRISCIA DI SOLAIO LARGA 50 cm)						
	T1	T2	T3	T4	T5	T6	T7	T1	T2	T3	T4	T5	T6	T7
H (cm)	3 A 8	1 A 8 + 2 A 12	3 A 12	4 A 12	5 A 12	6 A 12	7 A 12	3 A 8	1 A 8 + 2 A 12	3 A 12	4 A 12	5 A 12	6 A 12	7 A 12
12 + 4	39492	53717	54738	76002	96161	104672	119582	45415	61774	67157	90943	116536	132550	152570
16 + 4	52249	70727	77533	104596	134293	150356	171800	60087	81336	89163	120286	154436	176564	203920
18 + 4	58628	79232	87102	117354	150771	172670	198845	67422	91117	100167	134957	173387	198571	229594
20 + 4	65007	87737	96670	130112	167250	191807	221973	74758	100898	111170	149629	192337	220578	255269
20 + 5	68420	92388	101958	137387	176985	203392	235881	78683	106246	117252	157995	203532	233900	271263
22,5 + 4	72980	98368	108630	146059	187848	215727	249881	83927	113124	124925	167968	216025	248086	287363
22,5 + 5	76394	103019	113919	153334	197583	227312	259590	87853	118472	131006	176334	227220	261409	303357
25 + 4	80954	109000	120591	162006	208446	239648	272195	93097	125350	138679	186307	239713	275595	319456
25 + 5	84367	113651	125879	169281	210474	251233	272169	97022	130698	144761	194673	250908	288918	335450
32 + 5	106693	143419	159368	213933	243066	292690	314113	122697	164931	183273	246023	317235	365942	425312
36 + 5	119451	160429	178504	239448	263420	317176	340338	137369	184493	205280	275365	355136	409956	476661
41 + 5	135398	181692	202425	271342	289755	348862	374284	155708	208945	232788	313044	402512	464973	540848

Calcestruzzo getto di completamento \geq C 25/30
Acciaio armatura integrativa B450C

Figura 52 Scelta travetto 9x12

Si adotta pertanto un travetto in c.a.p. 9x12 del tipo T6 capace di far raggiungere alla sezione di campata un momento ultimo resistente pari a 23,39kNm > 20,58 kNm.

In corrispondenza degli appoggi si prevede una coppia di armature a spezzone costituito da $2\phi 10$ da disporre sulle ali del travetto.

Inoltre, nella soletta collaborante si prevede armatura elettrosaldata $\phi 5$ disposta a maglia quadrata.

12.2. CARATTERISTICHE DELLE SOLLECITAZIONI S.L.U E S.L.V

In questo paragrafo si riportano i diagrammi delle caratteristiche delle sollecitazioni di tutti gli elementi strutturali. In particolare si riportano per gli elementi D2 (travi e pilastri) gli involuপি tra condizione Statica Fondamentale e condizioni Sismiche. Per quanto riguarda la fondazione si riportano i valori significativi massimi e minimi delle tensioni e le loro integrazioni in termini di sollecitazioni risultanti.

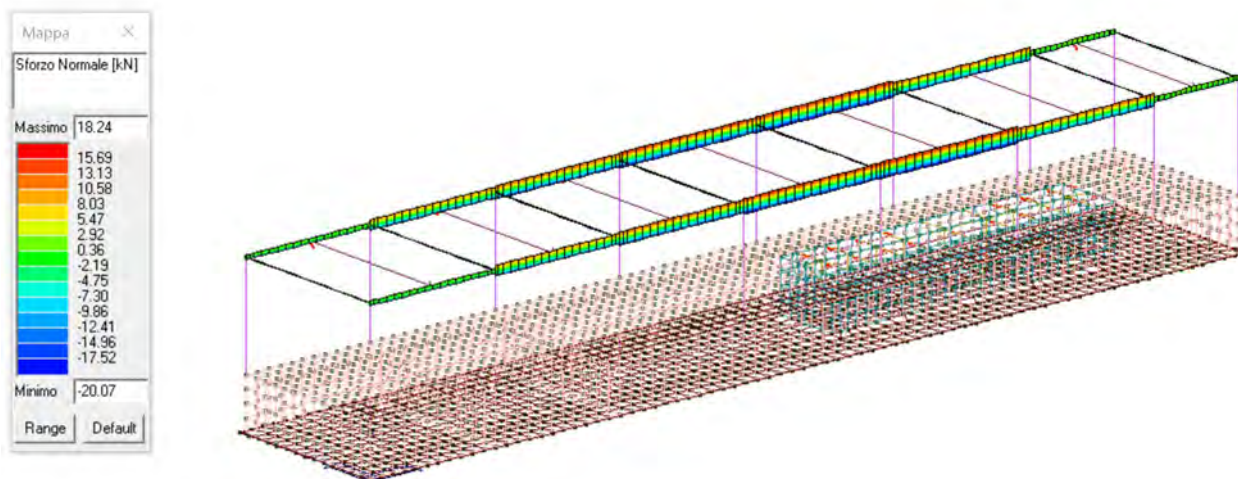


Figura 53 Involuppo sforzo normale travi

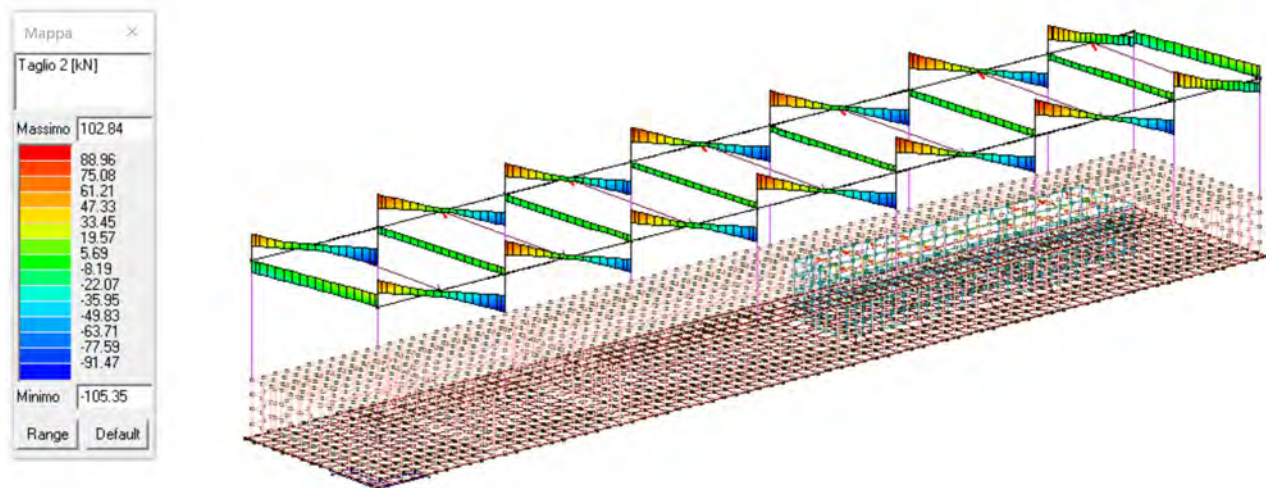


Figura 54 Involuppo taglio 2 travi

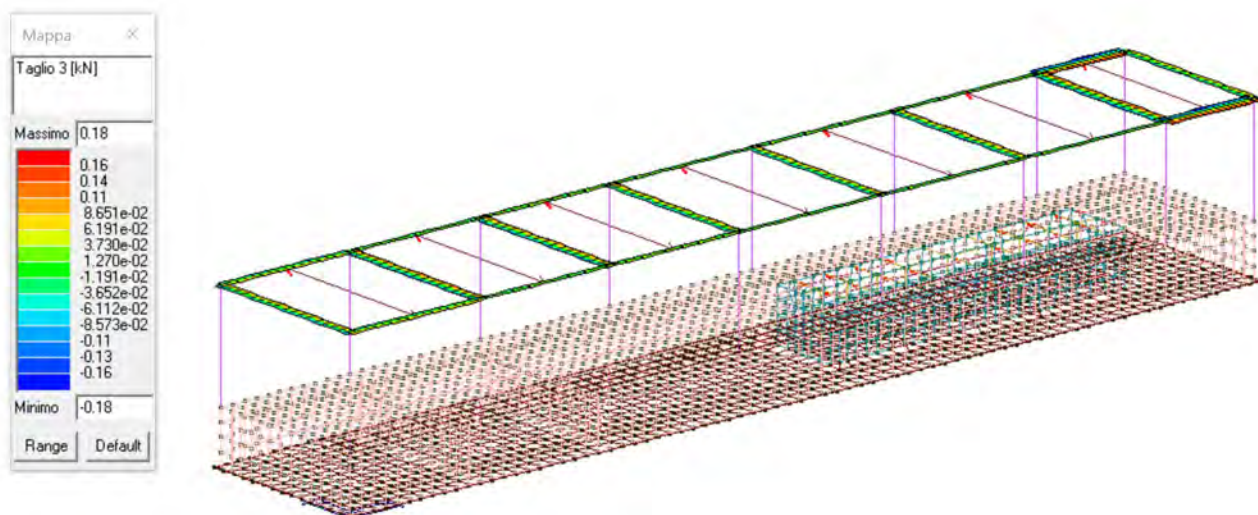


Figura 55 Involuppo taglio 3 travi

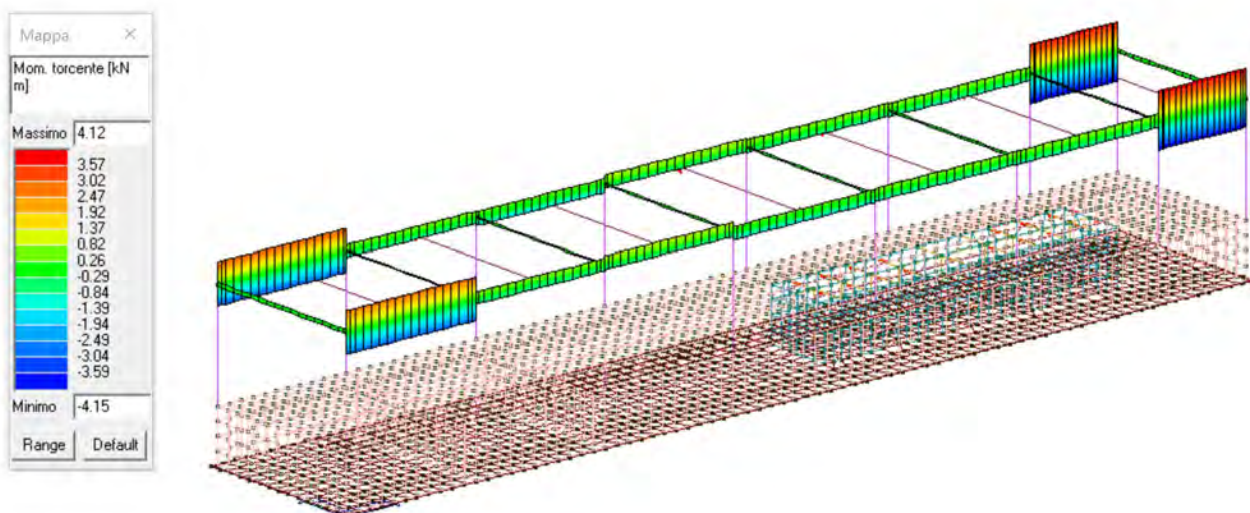


Figura 56 Involuppo momento torcente travi

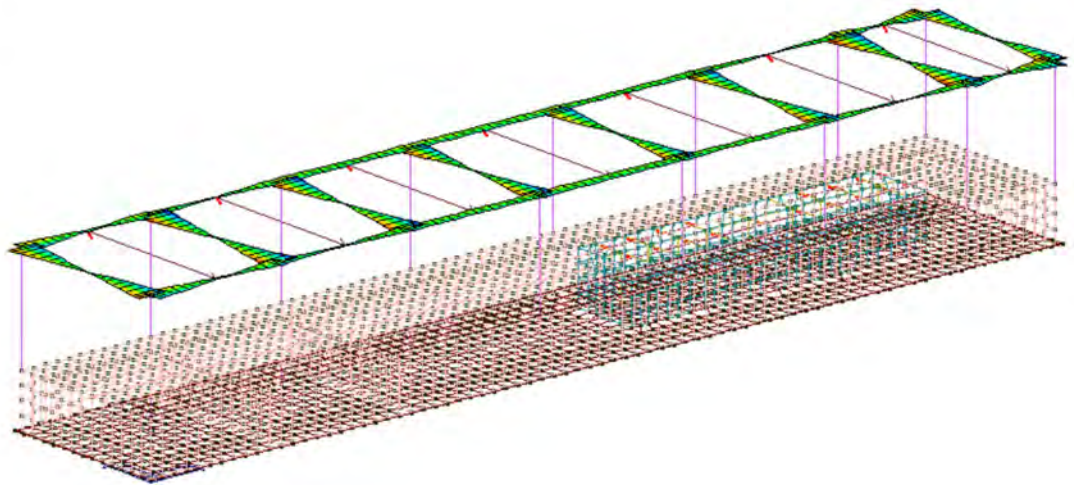
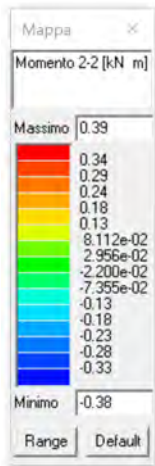


Figura 57 Inviluppo momento flettente 22 travi

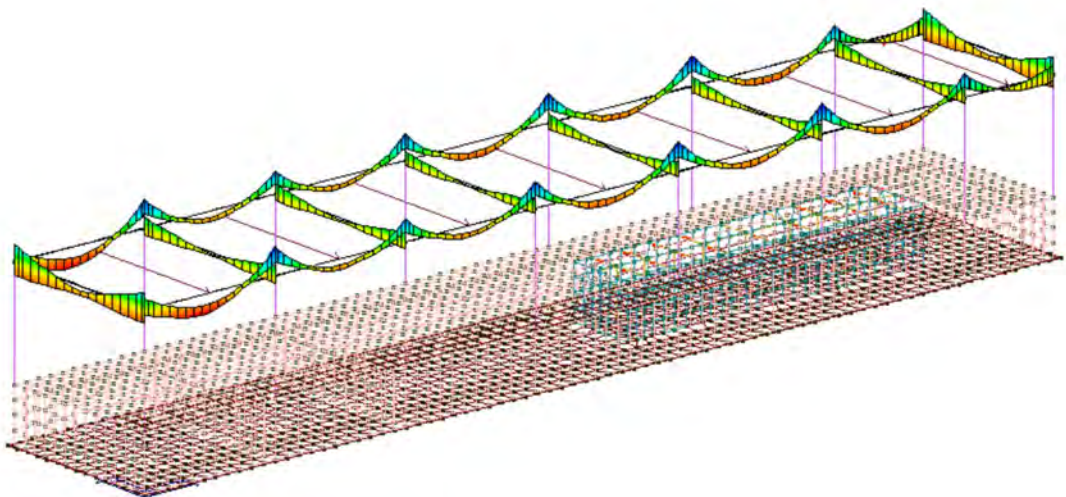
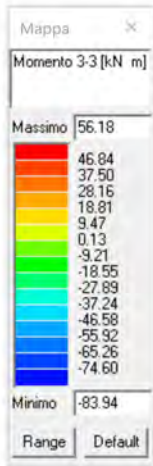


Figura 58 Inviluppo momento flettente 33 travi

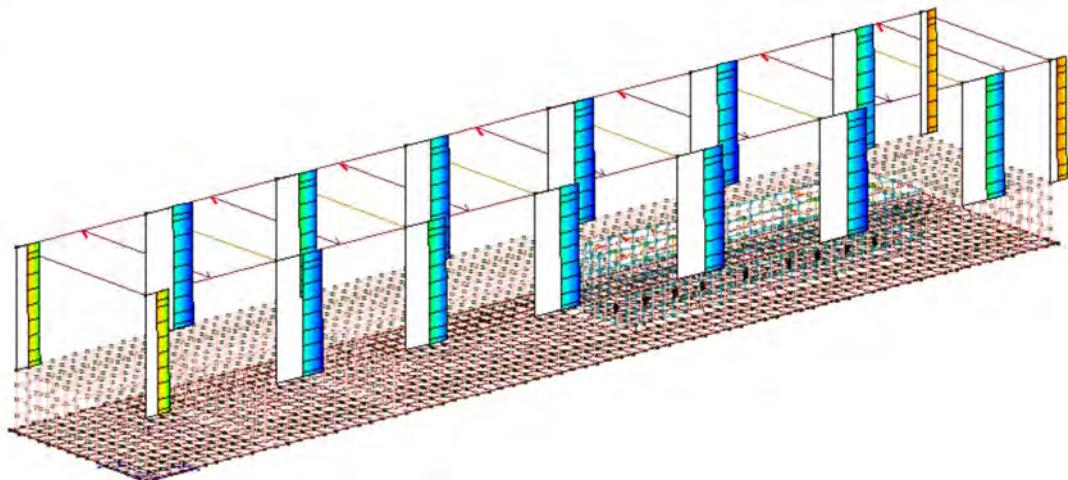
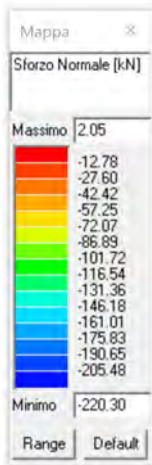


Figura 59 Inviluppo sforzo normale pilastri

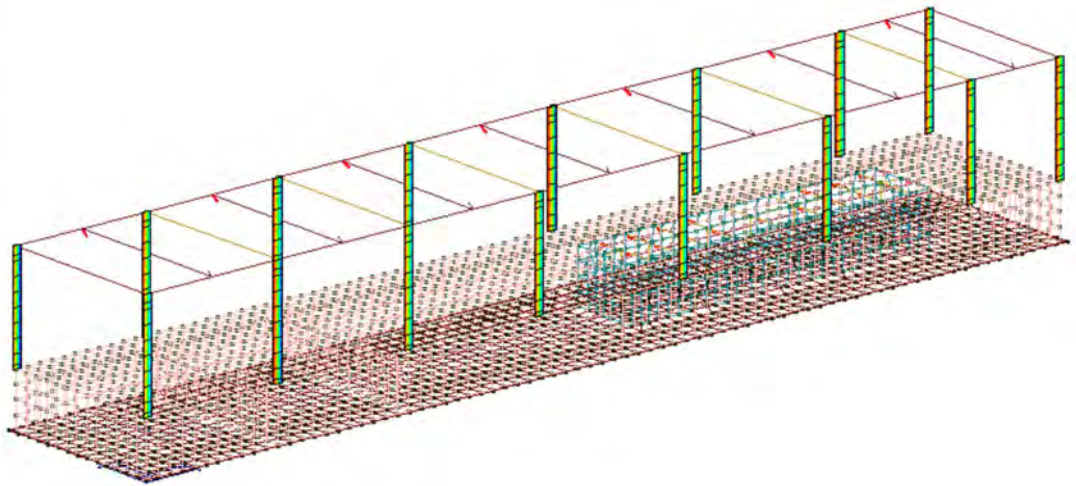
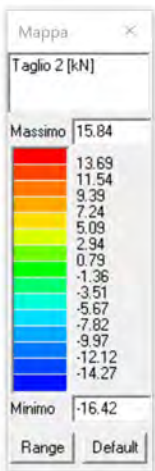


Figura 60 Inviluppo taglio 2 pilastri

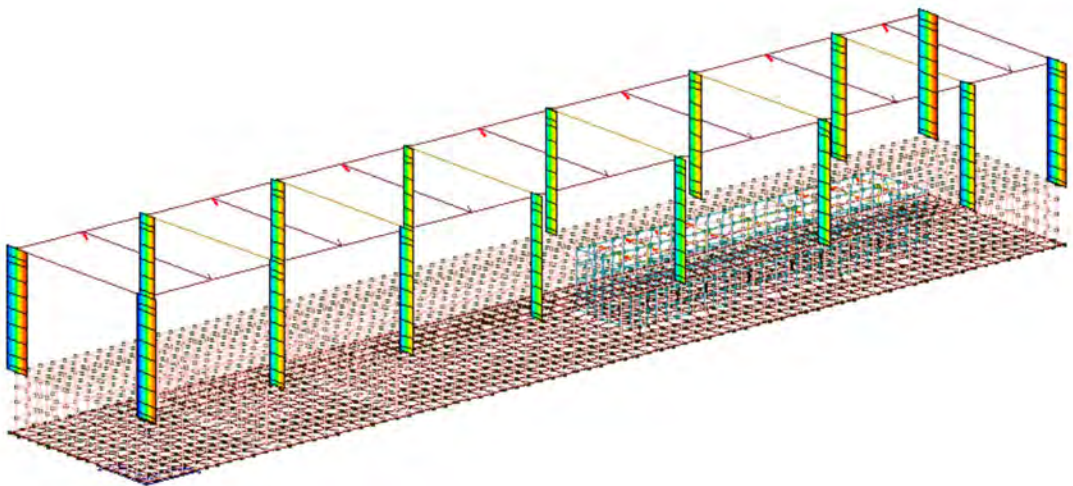
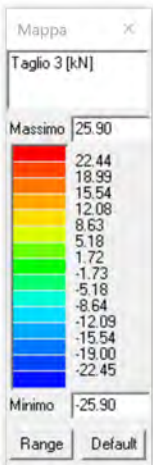


Figura 61 Inviluppo taglio 3 pilastri

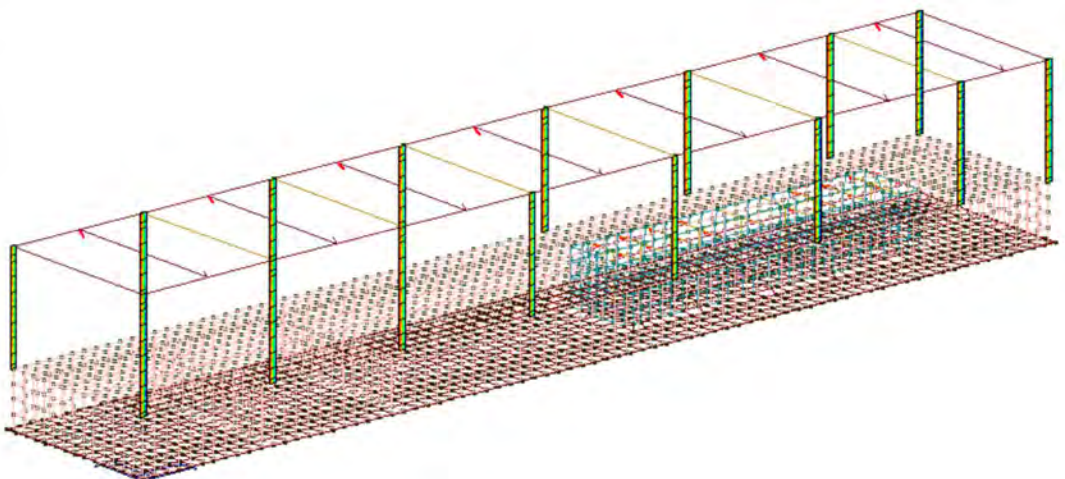
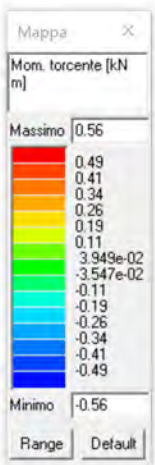


Figura 62 inviluppo momento torcente pilastri

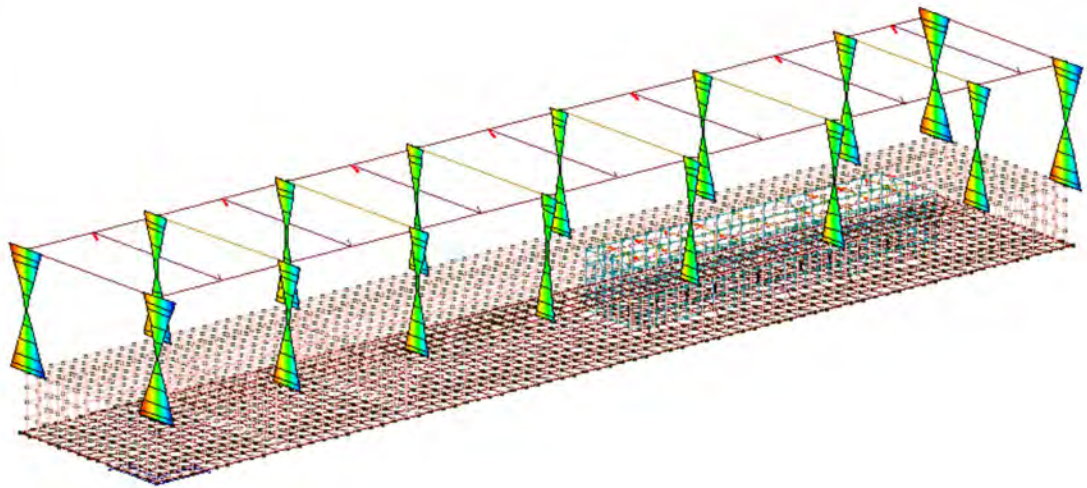
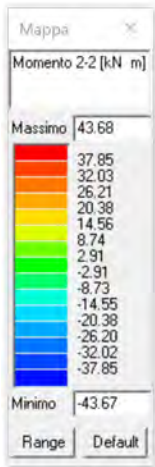


Figura 63 involucro momento flettente 22 pilastri

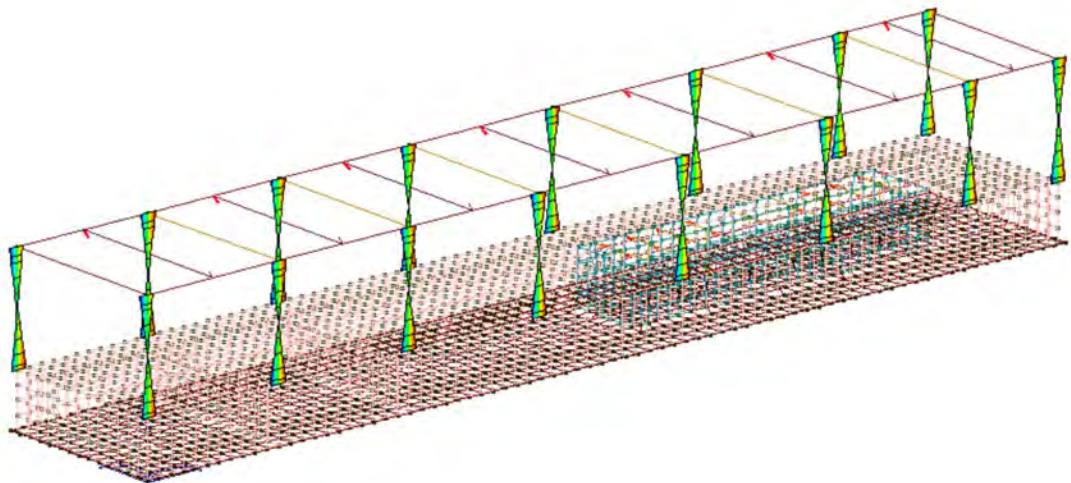
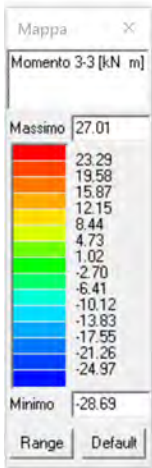


Figura 64 involucro momento flettente 33 pilastri

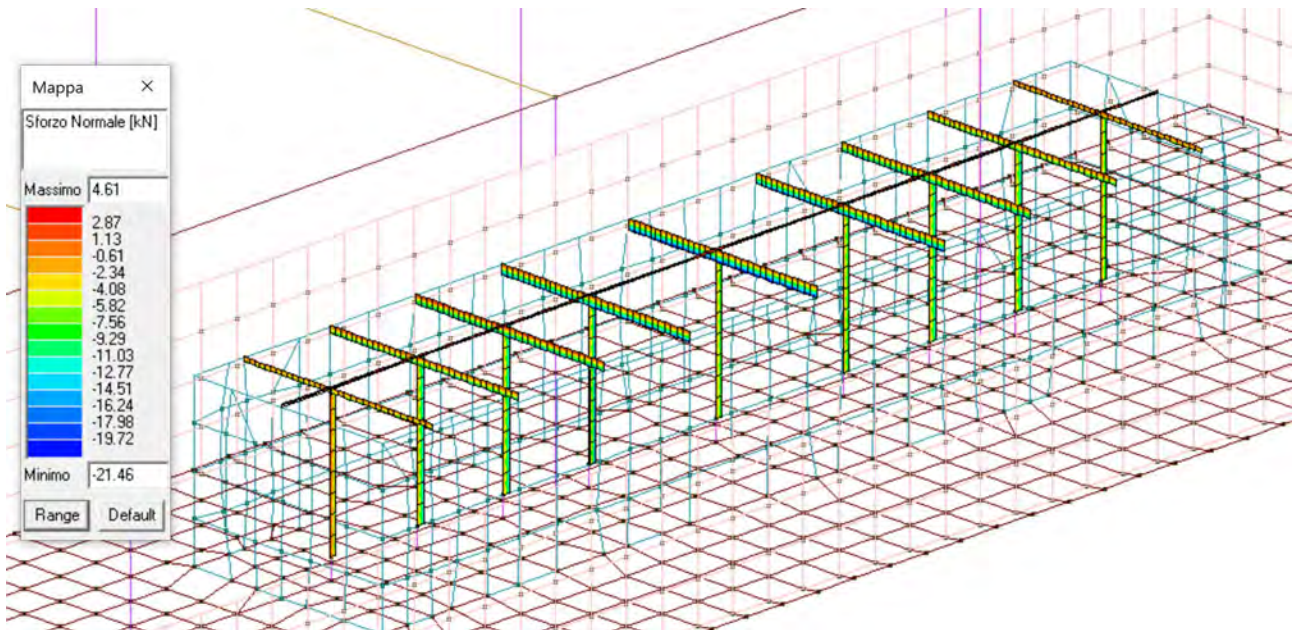


Figura 65 sforzo normale carpenteria metallica

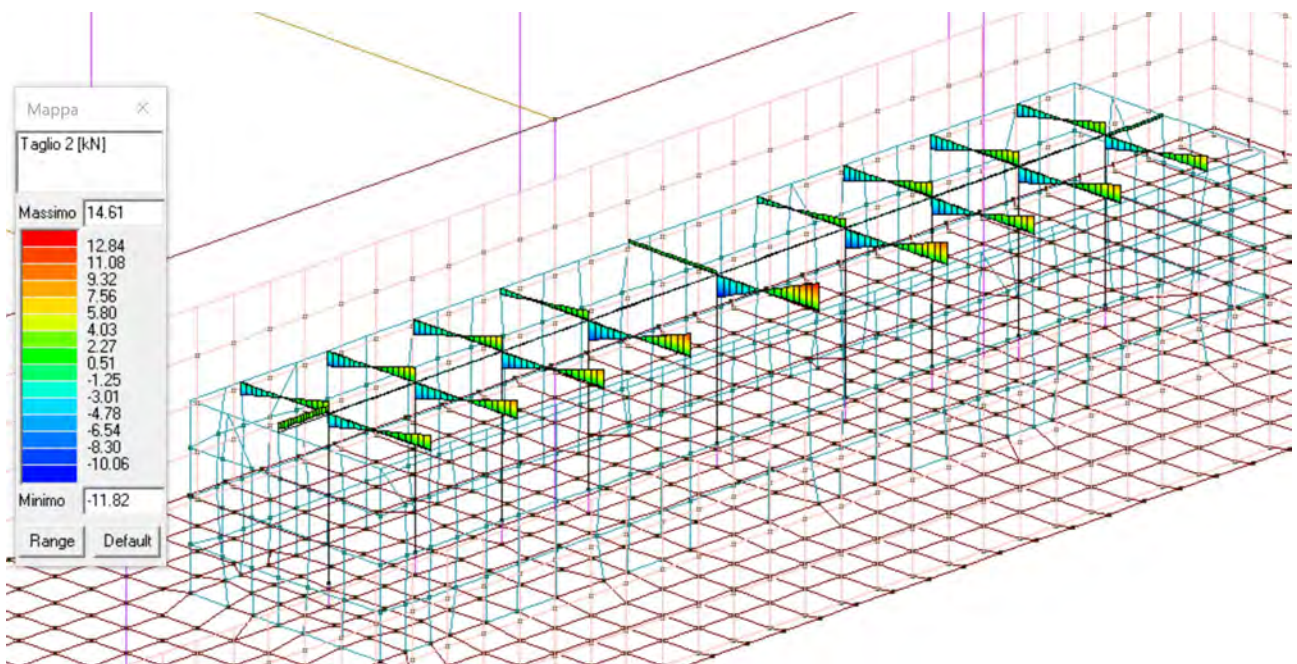


Figura 66 taglio 2 carpenteria metallica

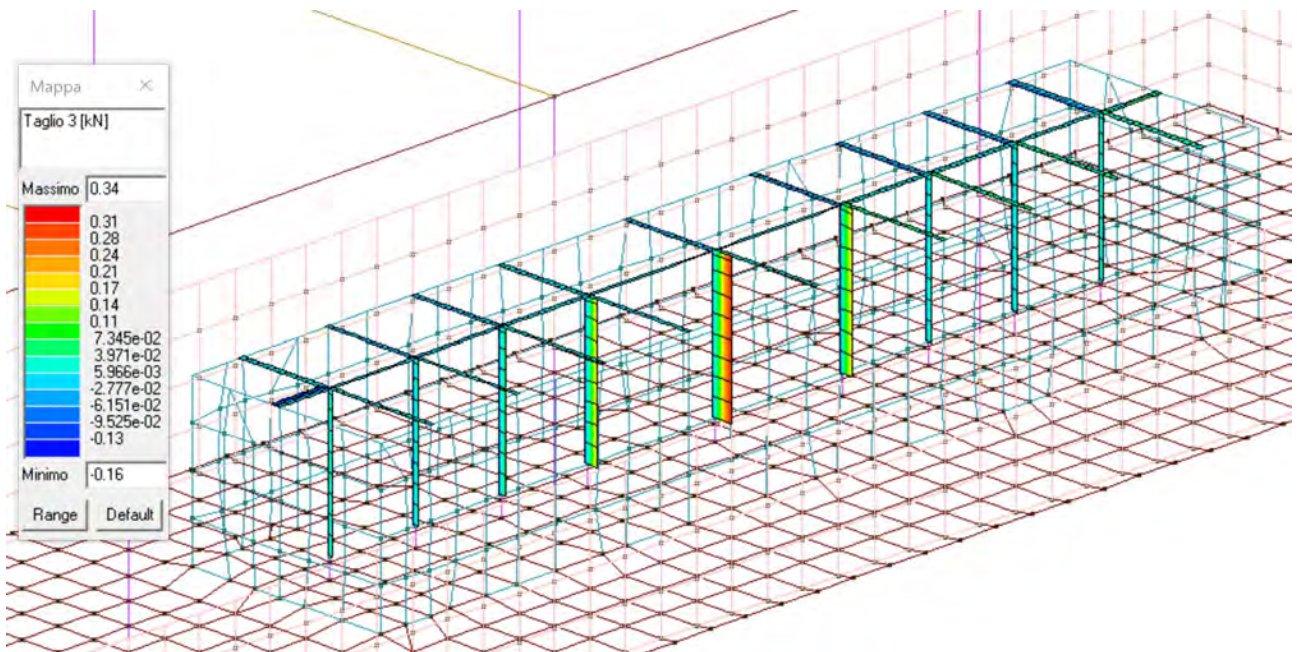


Figura 67 taglio 3 carpenteria metallica

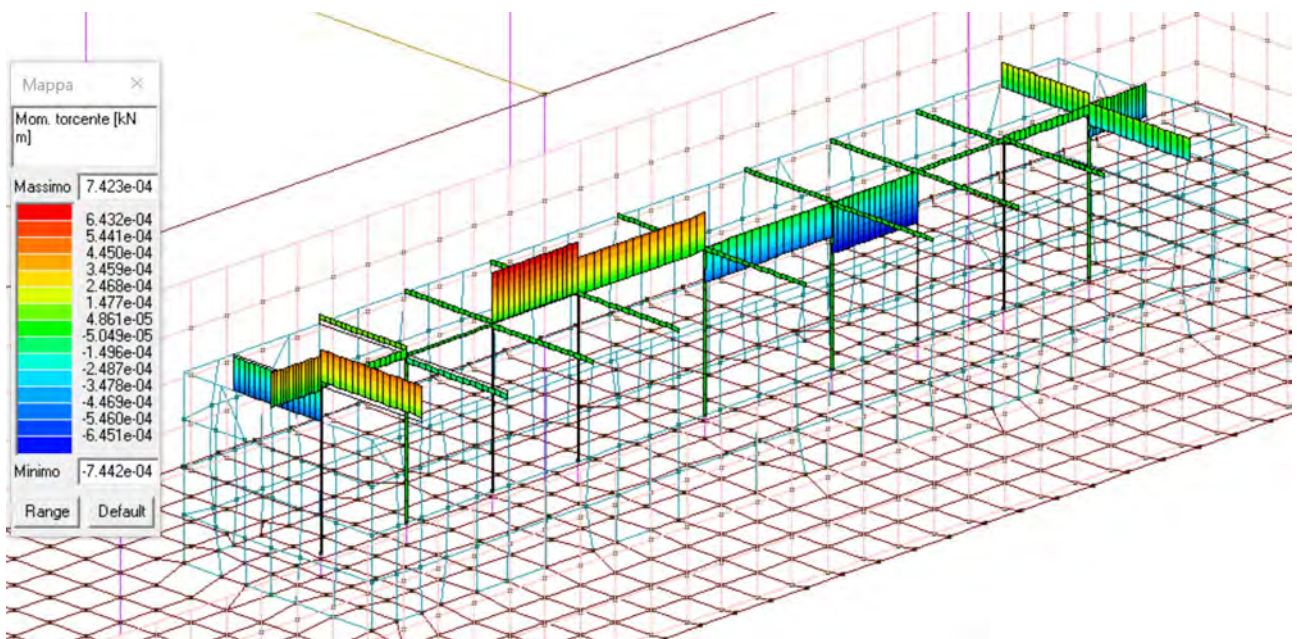


Figura 68 torsione carpenteria metallica

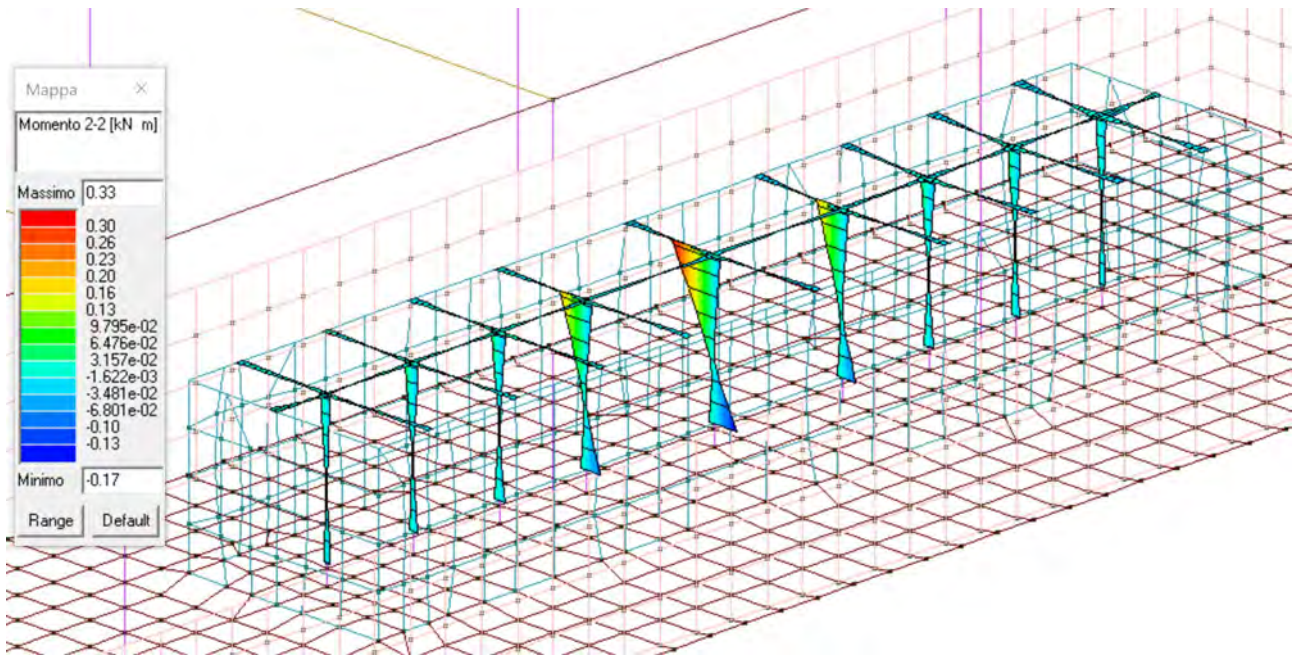


Figura 69 momento 22 carpenteria metallica

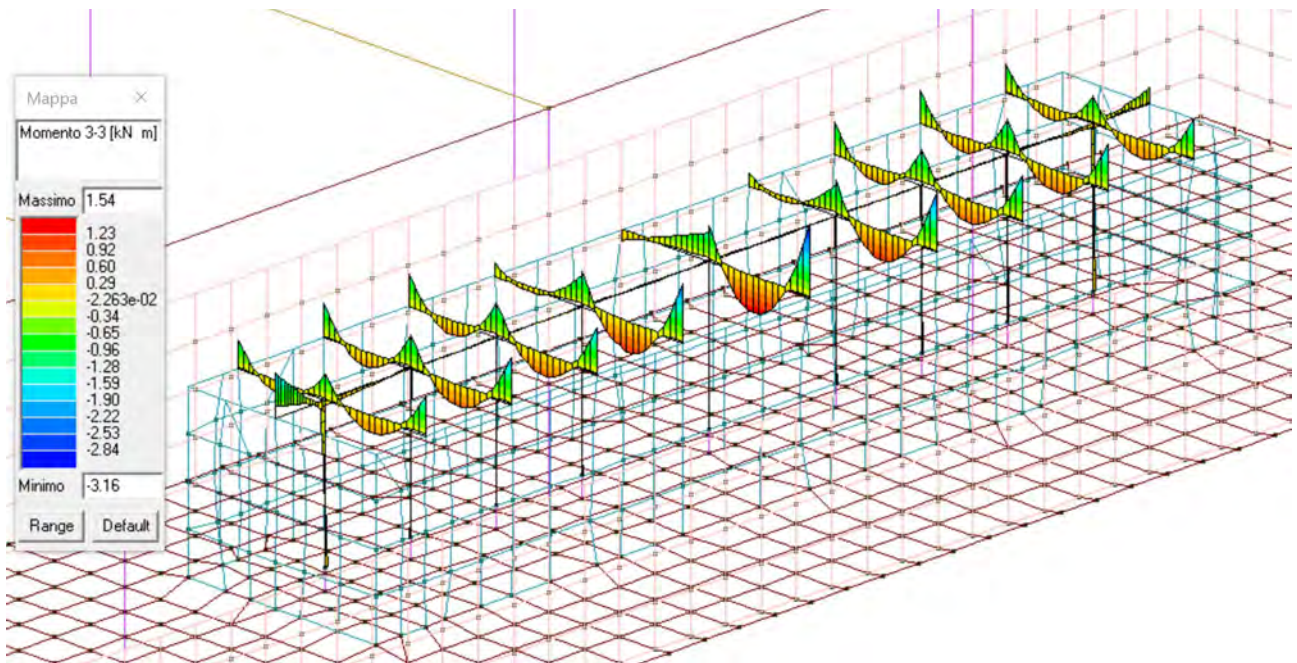


Figura 70 momento 33 carpenteria metallica

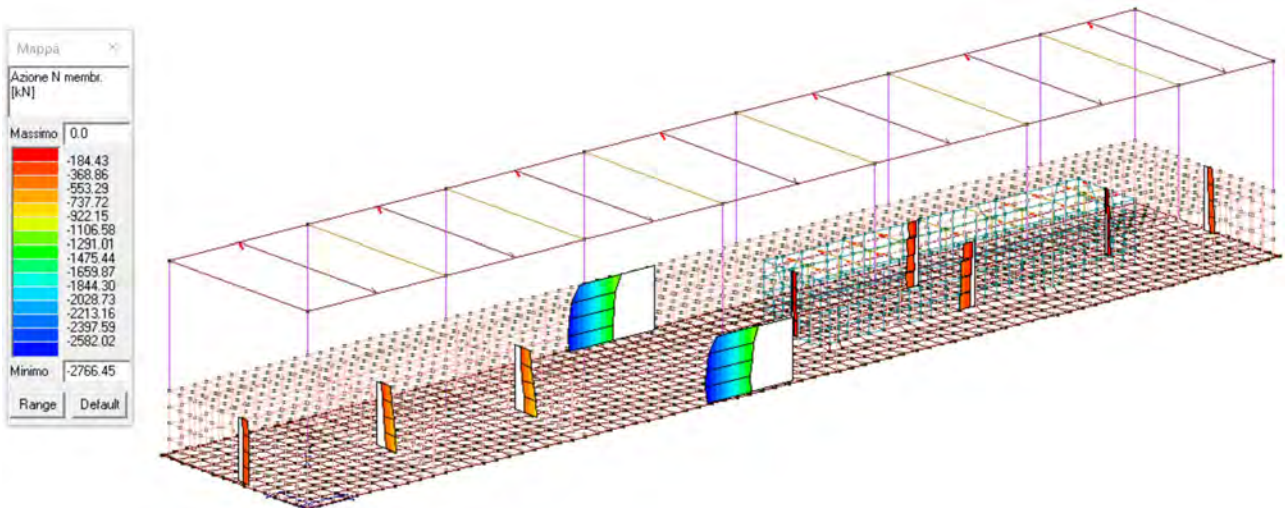


Figura 71 N membr setti

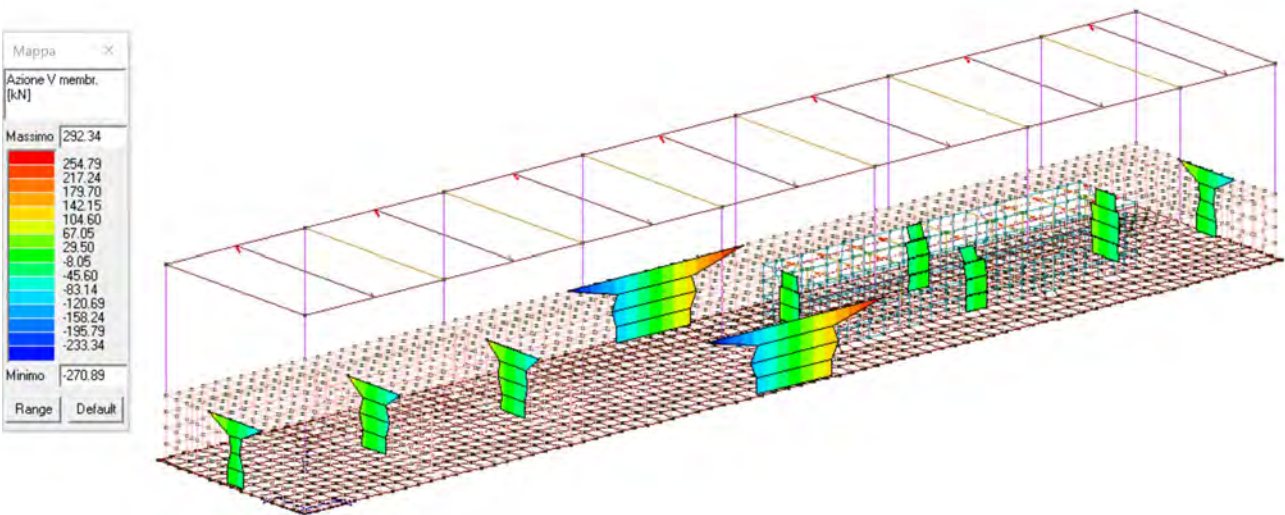


Figura 72 V membr setti

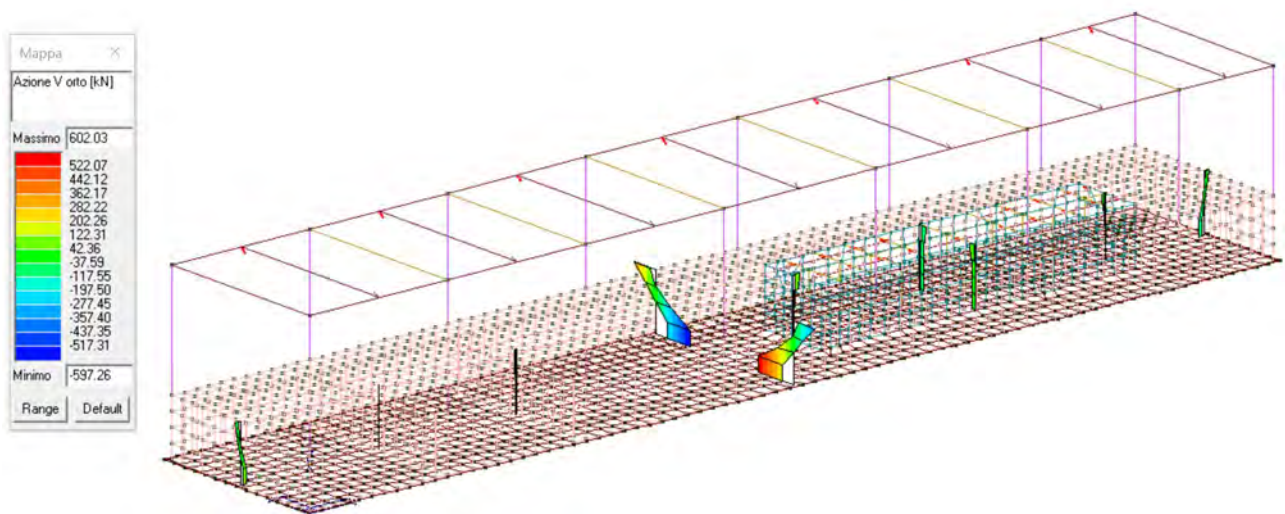


Figura 73 V orto setti

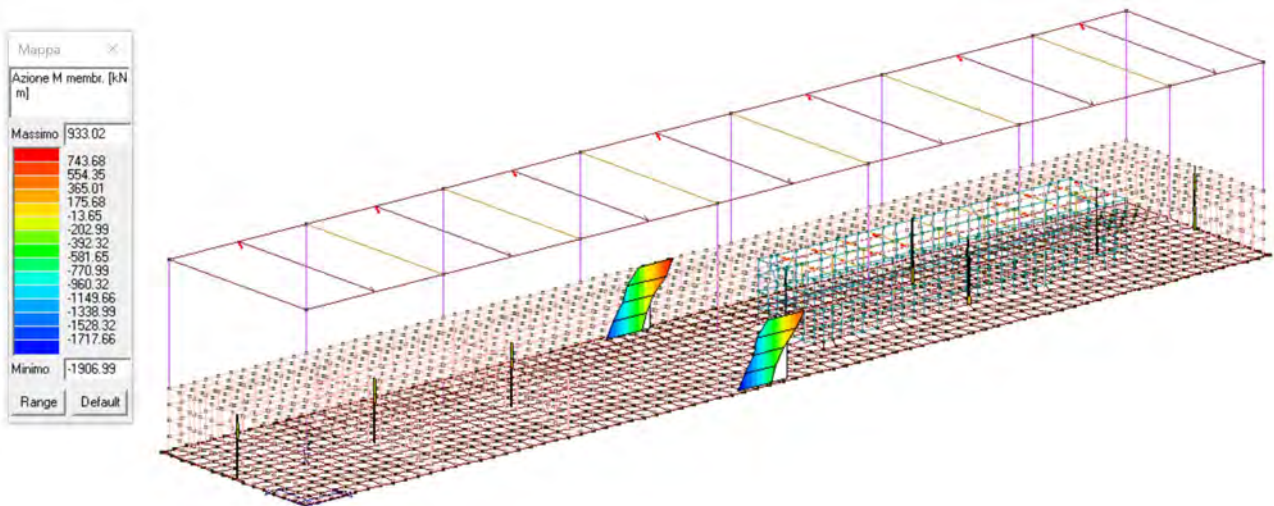


Figura 74 M membr. setti

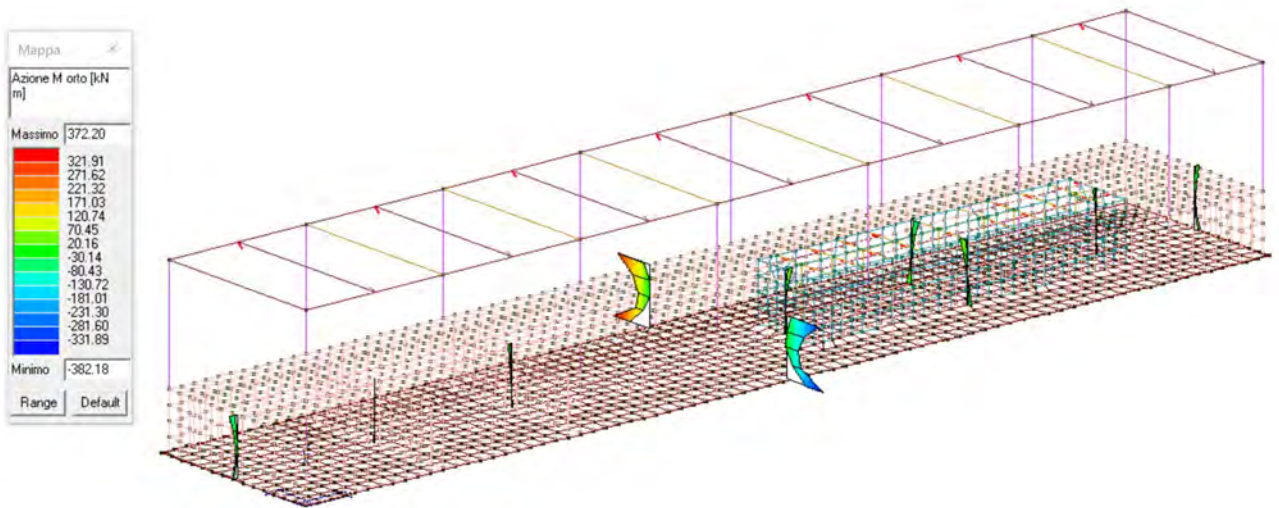


Figura 75 M orto setti

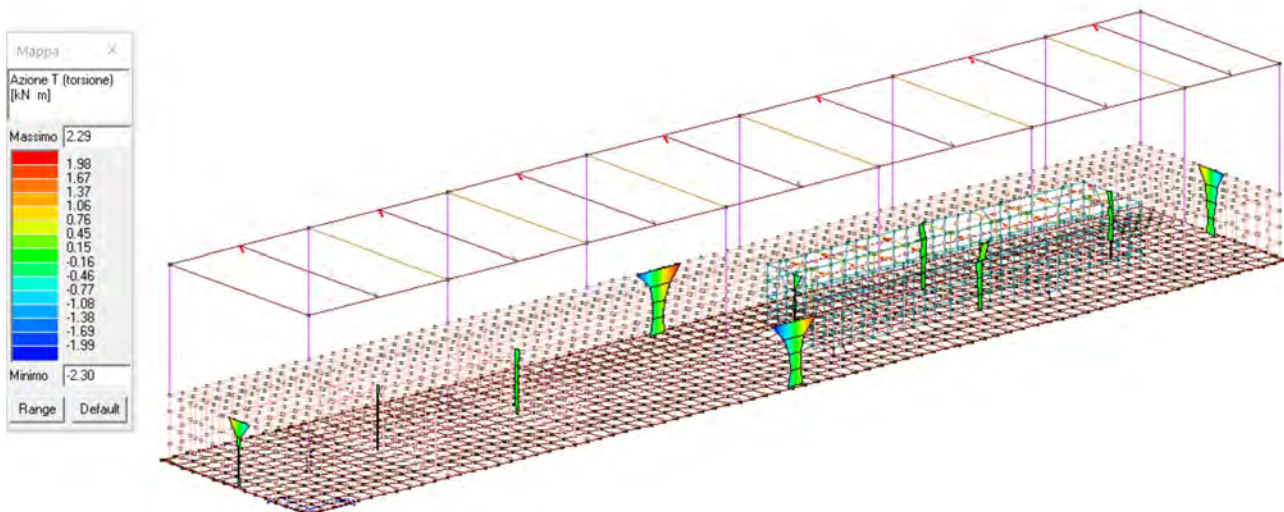


Figura 76 Torsione setti

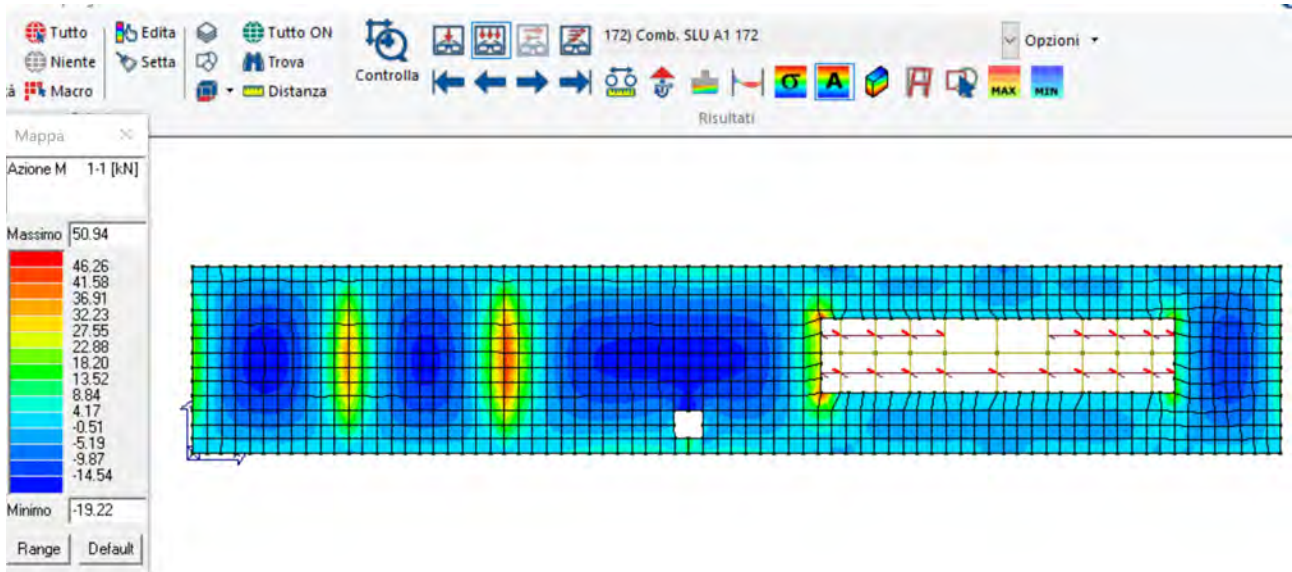


Figura 77 M11 max soletta piano terra

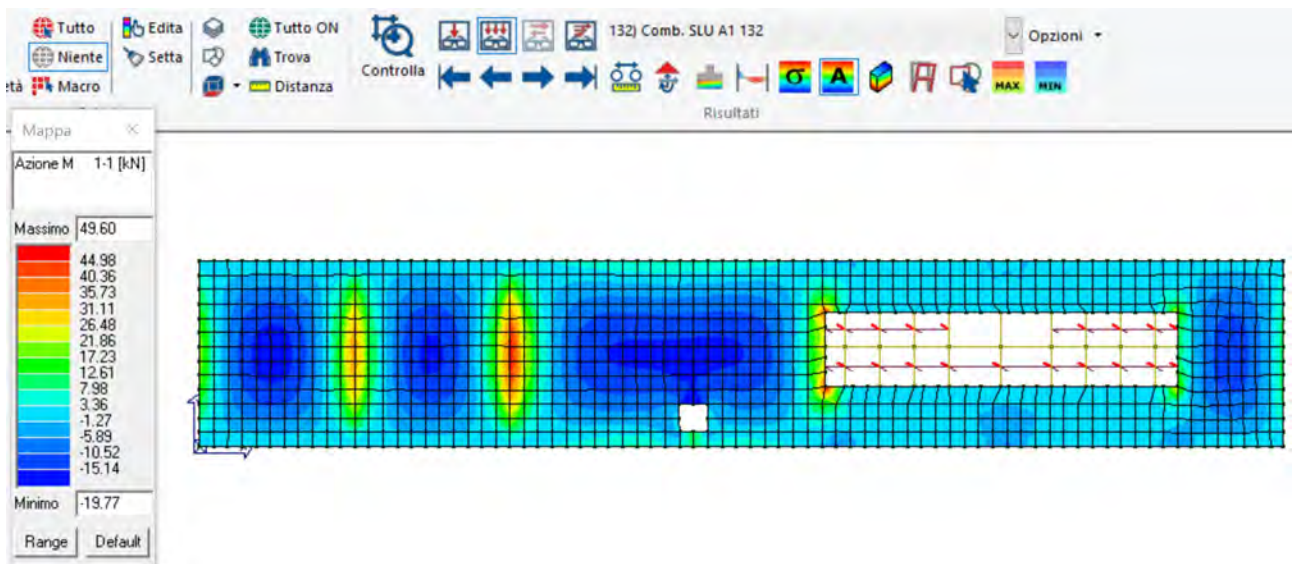


Figura 78 M11 min soletta piano terra

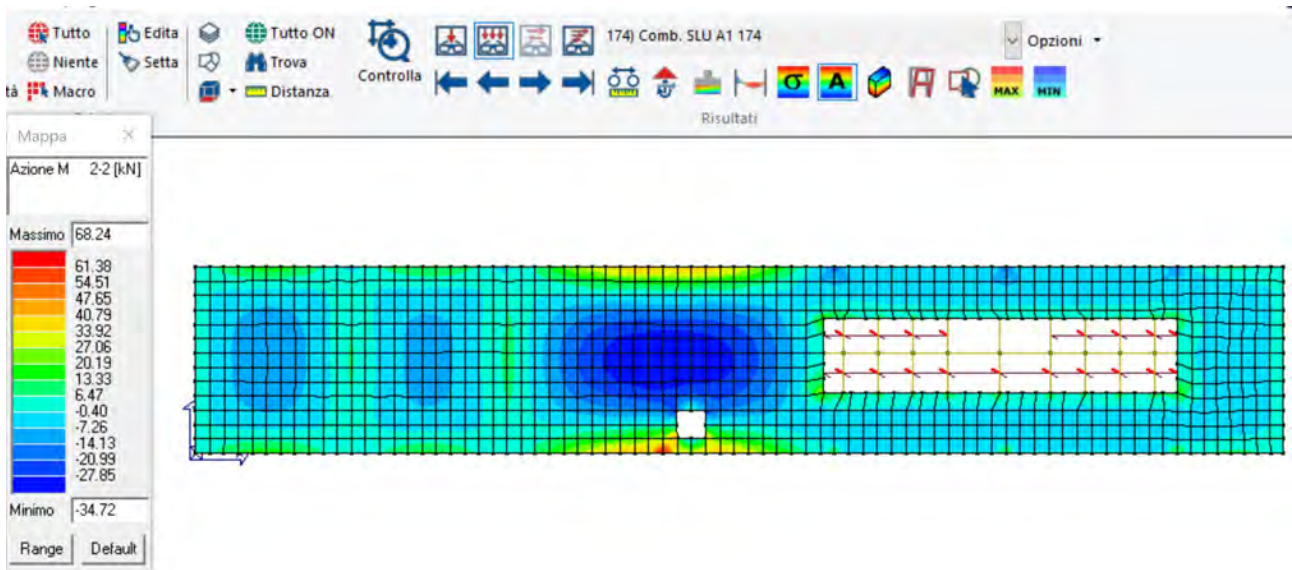


Figura 79 M22 max soletta piano terra

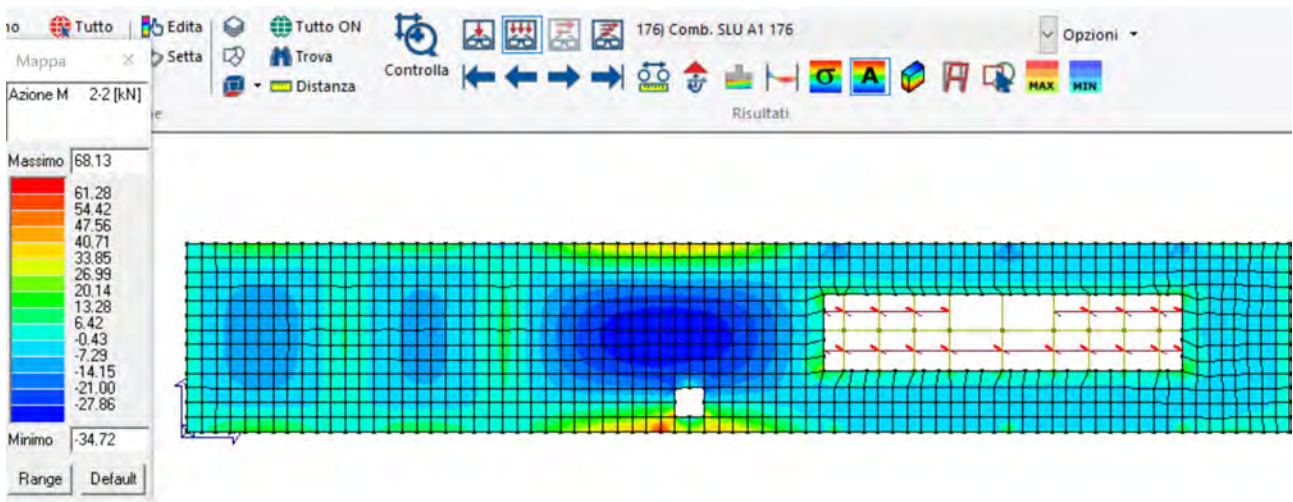


Figura 80 M22 min soletta piano terra

Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018

TITOLO :

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	25	1	10,05	3
			2	10,05	22

Tipologia Sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.
 DXF

File

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

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

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

Tipologia rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipologia flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello
 M-curvatura
 Precompresso

Materiali

B450C		C35/45	
ϵ_{su}	67,5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391,3 N/mm ²	ϵ_{cu}	3,5 ‰
E_s	210.000 N/mm ²	f_{cd}	19,83
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0,8
ϵ_{syd}	1,863 ‰	$\sigma_{c,adm}$	13,5
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	τ_{co}	0,8
		τ_{c1}	2,257

M_{xRd} 82,95 kN m
 σ_c -19,83 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 24,09 ‰
 d 22 cm
 x 2,791 x/d 0,1269
 ϕ 0,7

Figura 81 $\phi 16/20$ inf + sup per la soletta di piano terra

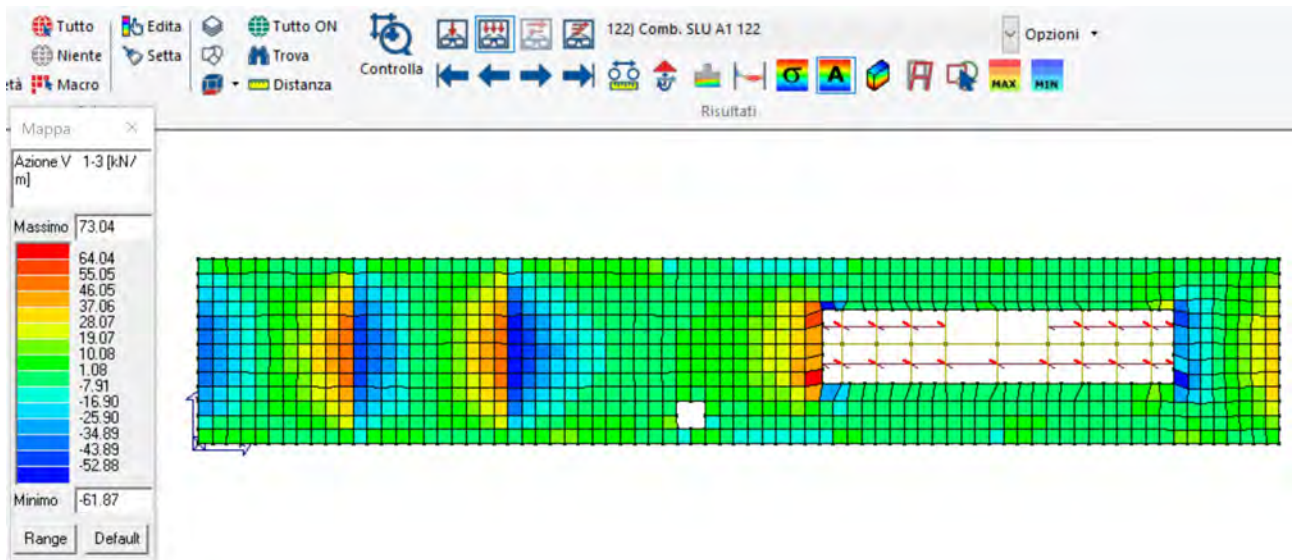


Figura 82 V 1-3 max soletta piano terra

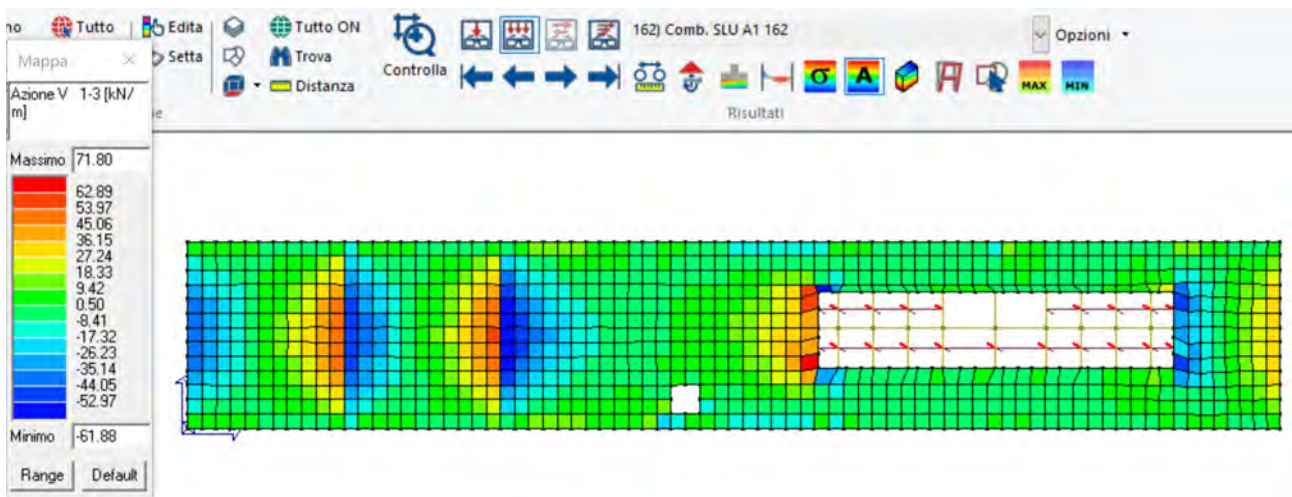


Figura 83 V1-3 min soletta piano terra

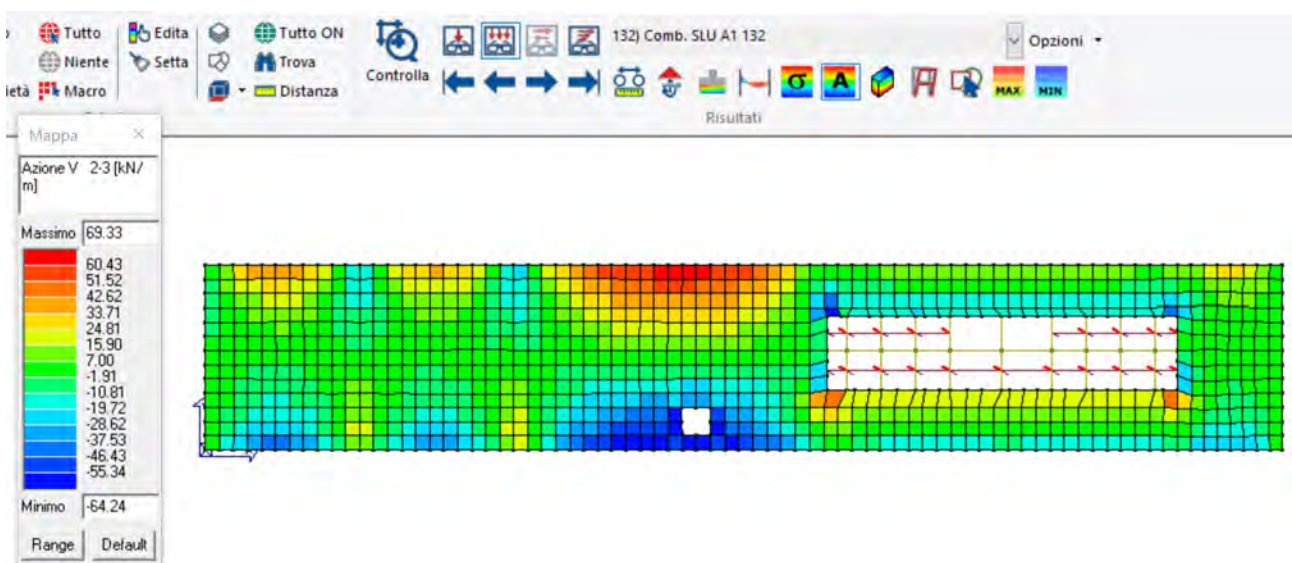


Figura 84 V2-3 max soletta piano terra

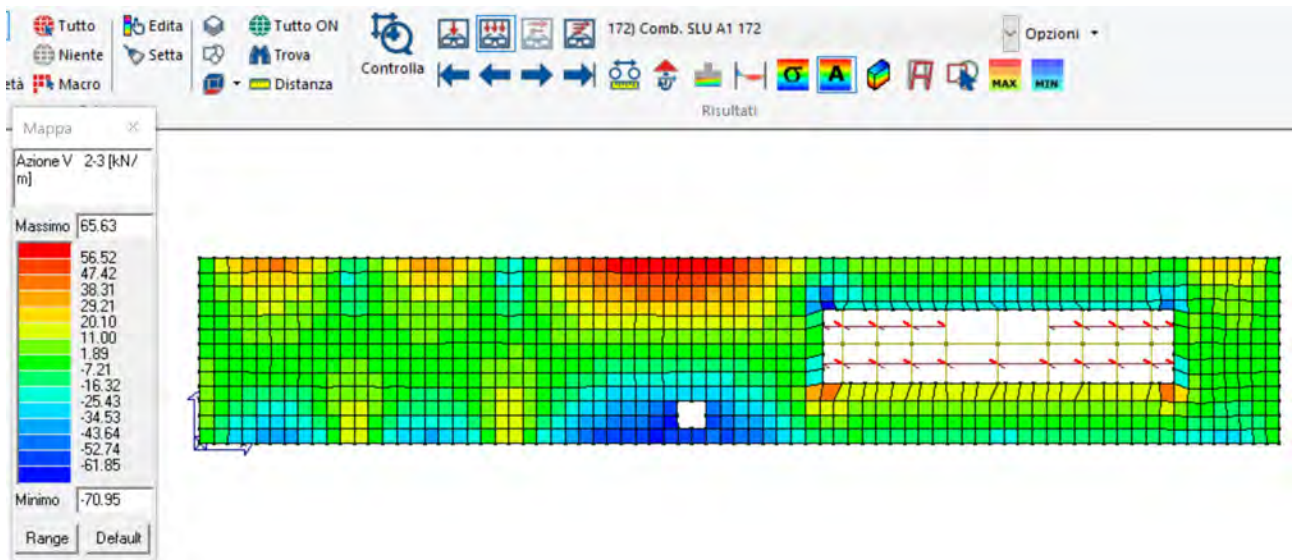


Figura 85 V2-3 min soletta piano terra

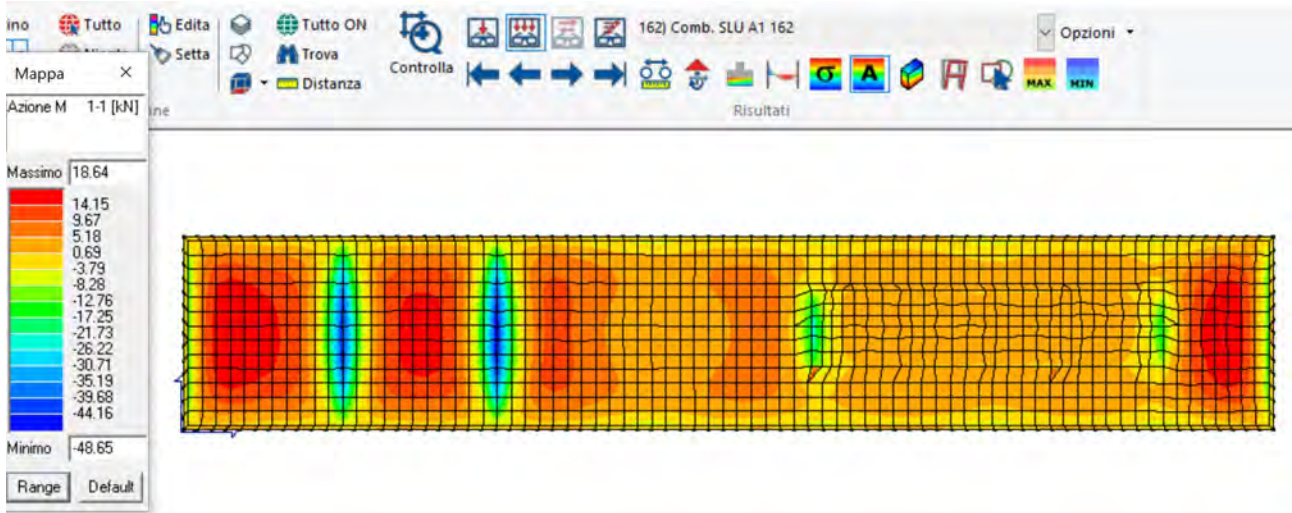


Figura 86 M1-1 max SLU fondazione

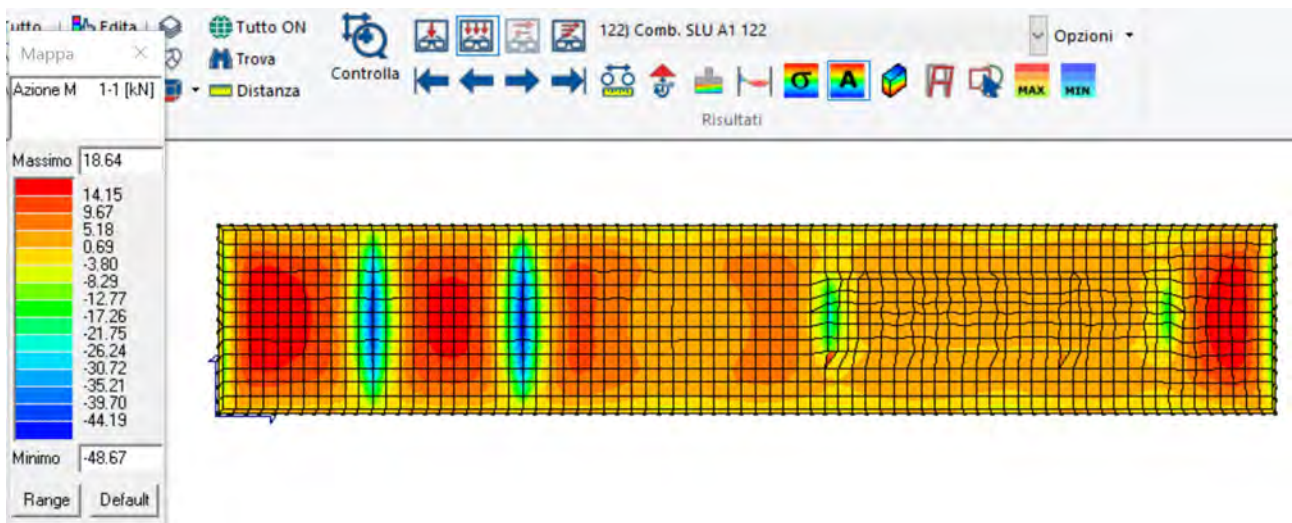


Figura 87 M1-1 min SLU fondazione

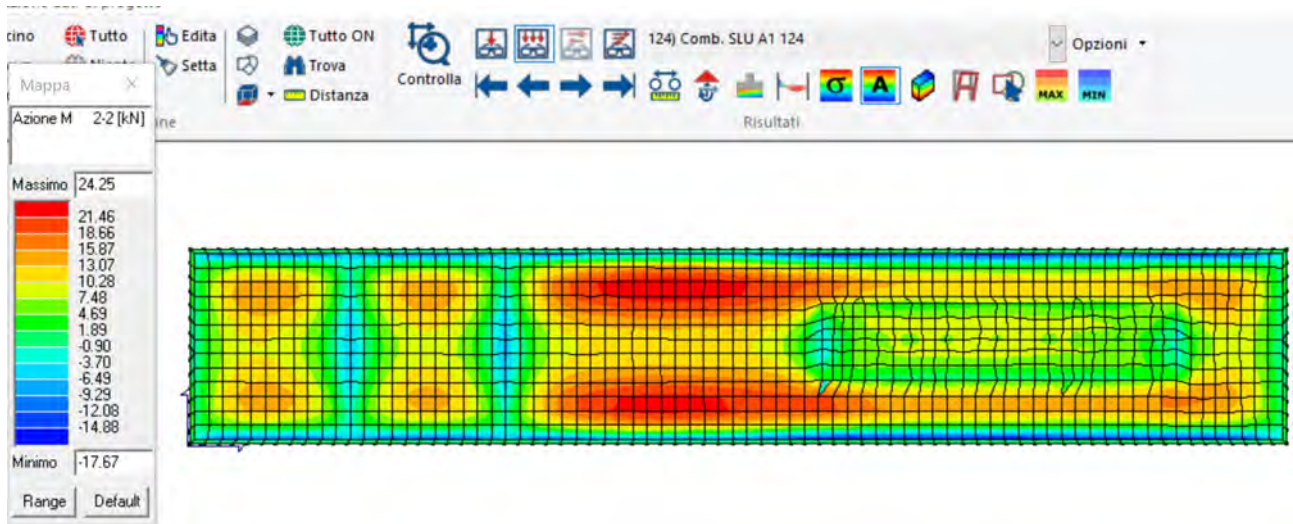


Figura 88 M2-2 max SLU fondazione

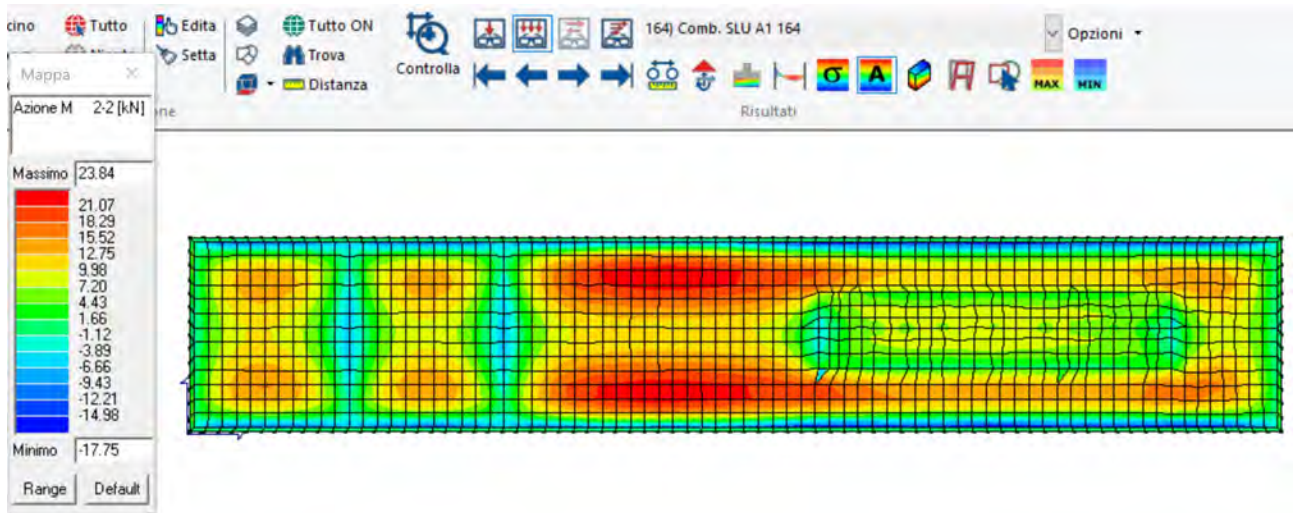


Figura 89 M2-2 min SLU fondazione

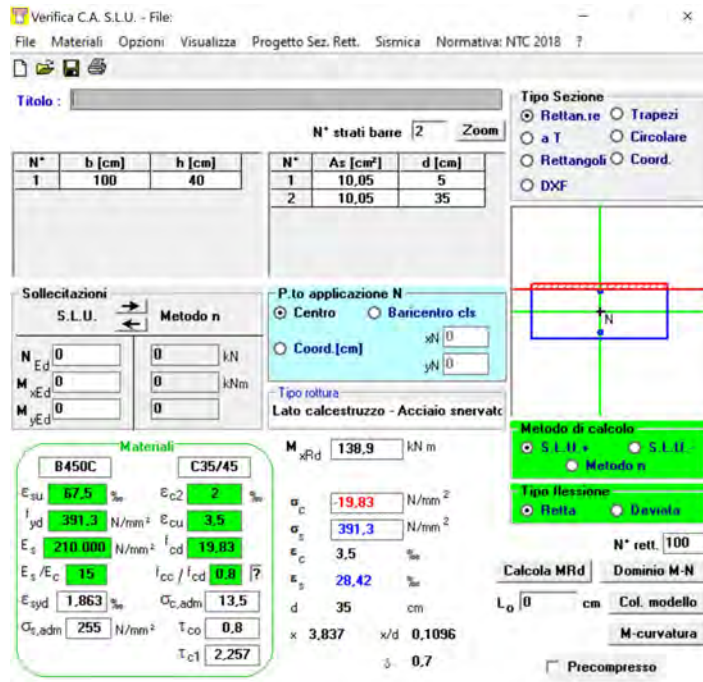


Figura 90 φ 16/20 per fondazione

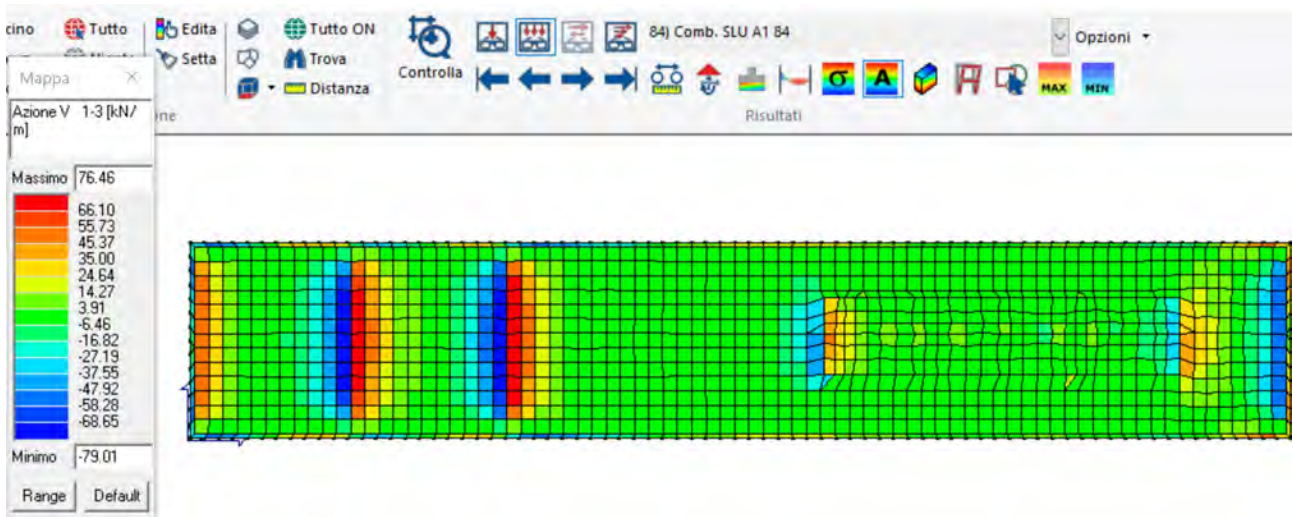


Figura 91 V1-3 max SLU fondazione

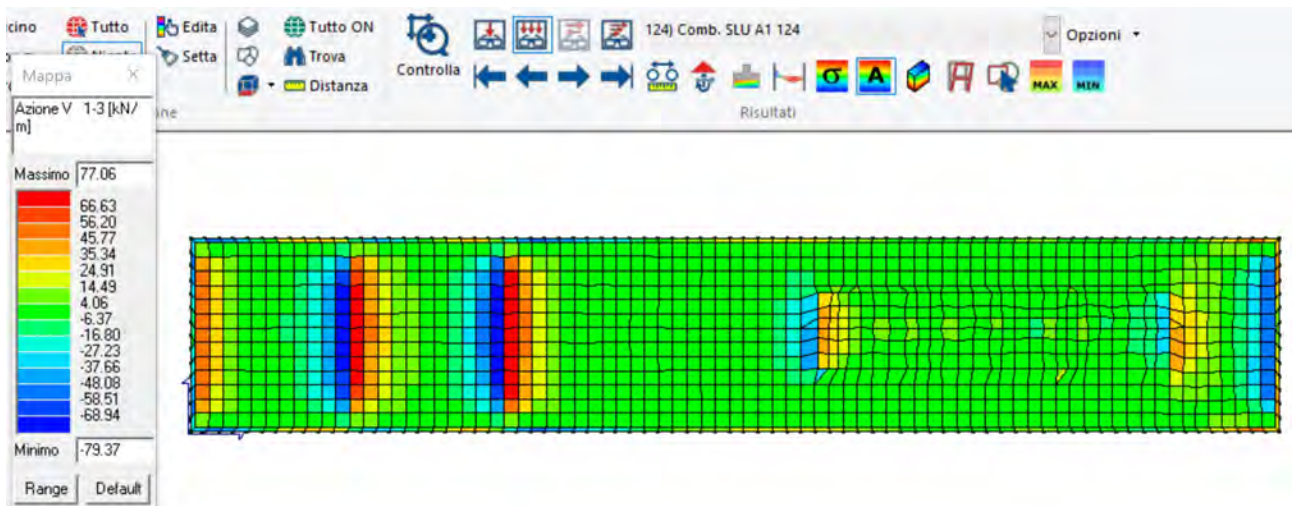


Figura 92 V1-3 min SLU fondazione

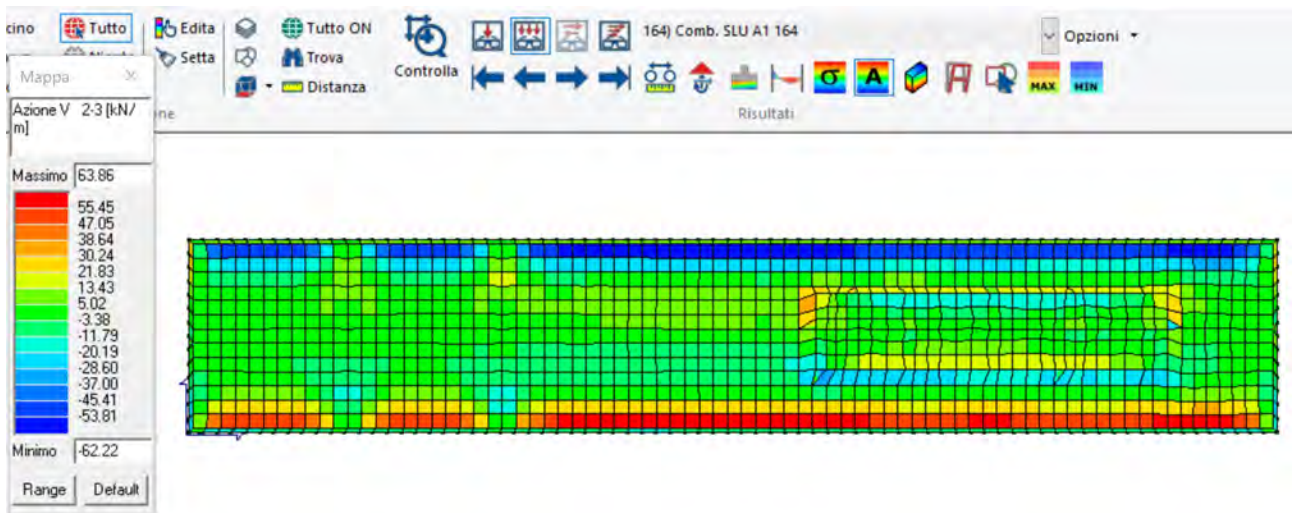


Figura 93 V2-3 max SLU fondazione

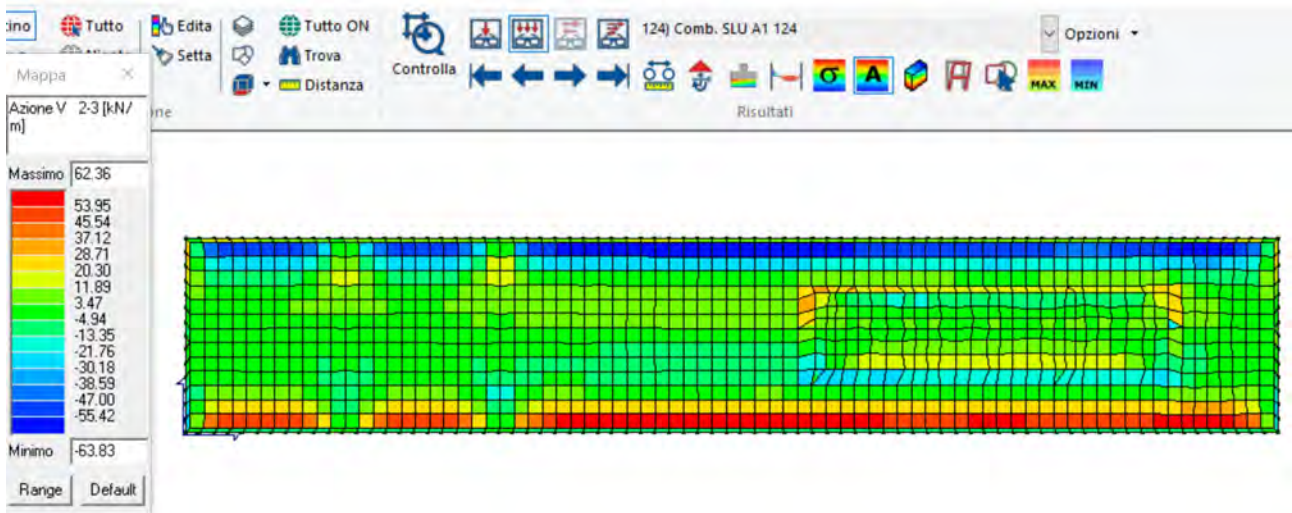


Figura 94 V2-3 min SLU fondazione

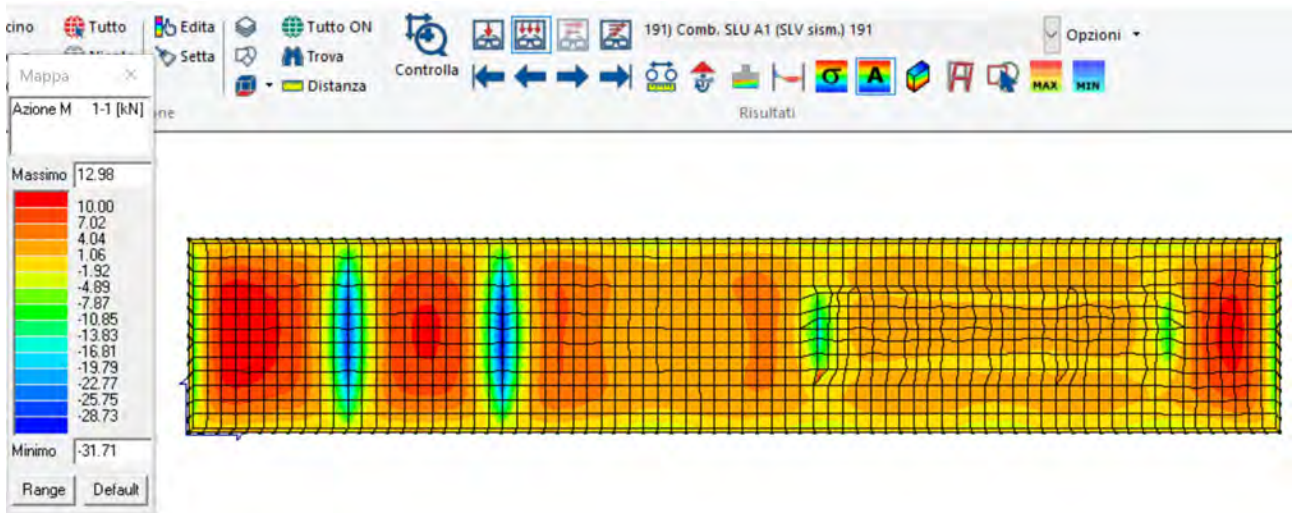


Figura 95 M1-1 max SLV fondazione

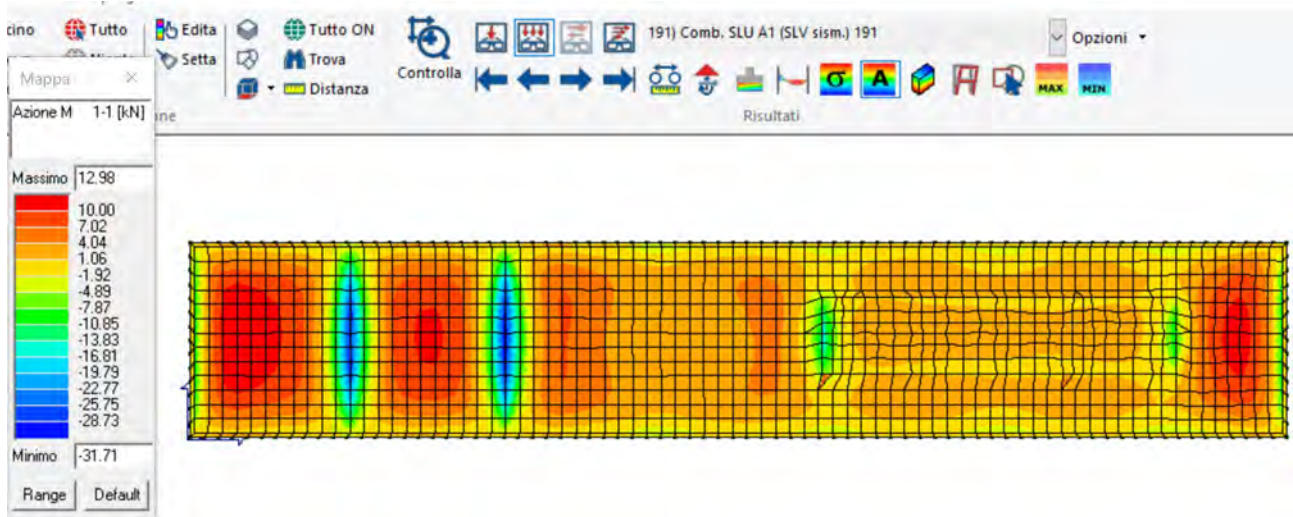


Figura 96 M1-1 min SLV fondazione

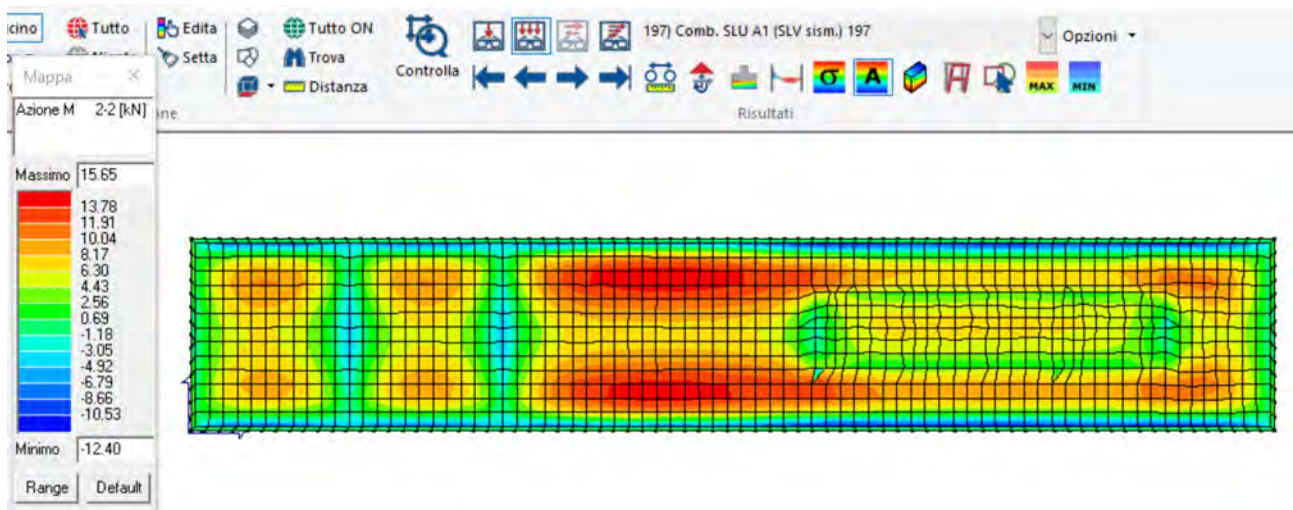


Figura 97 M2-2 max SLV fondazione

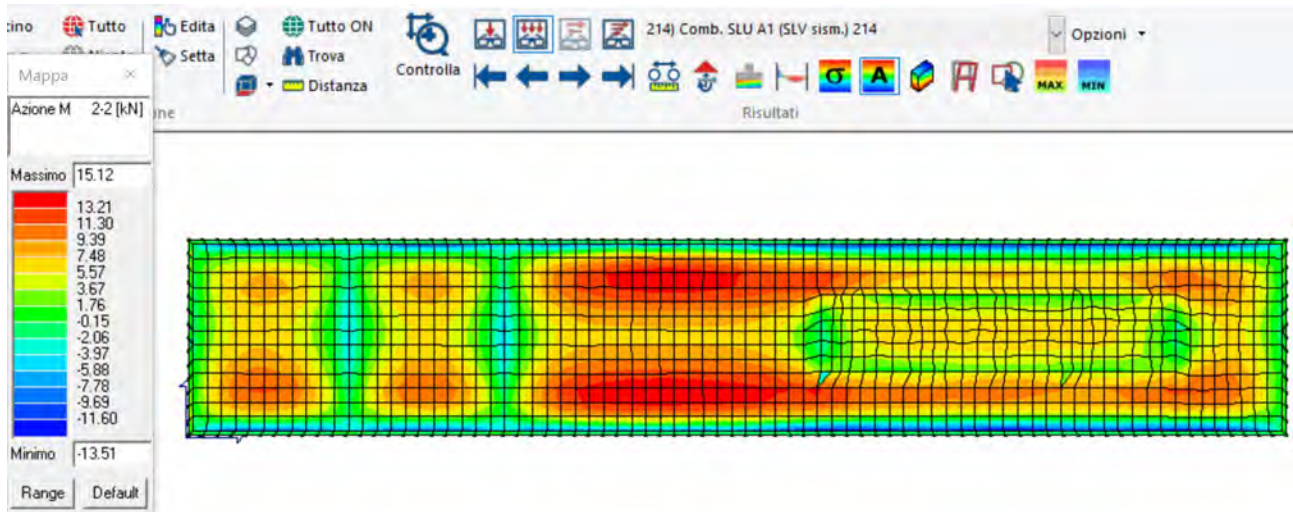


Figura 98 M2-2 min SLV fondazione

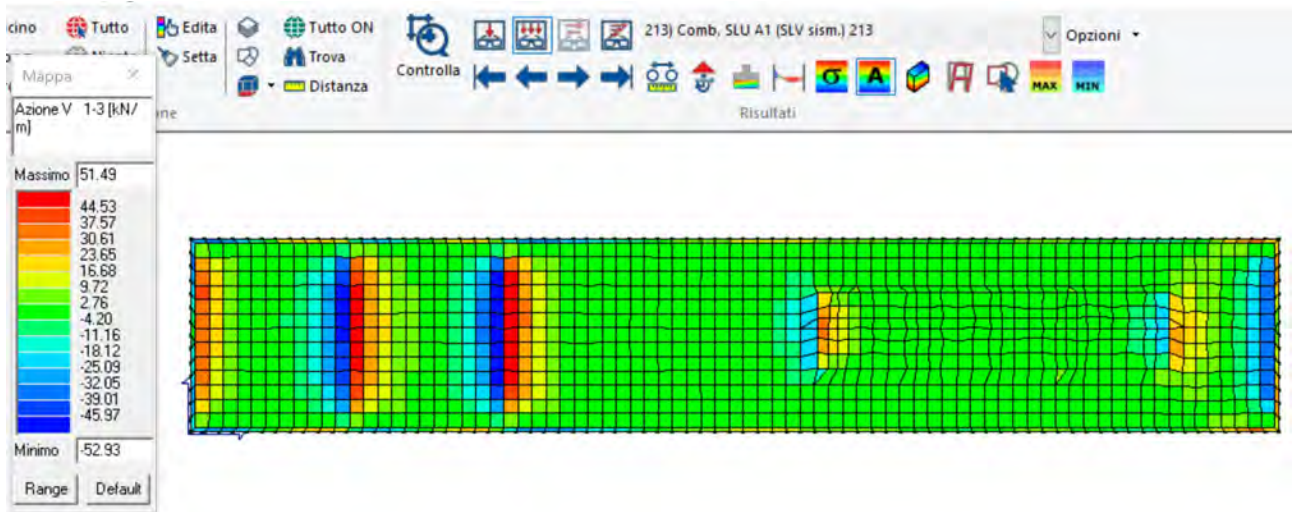


Figura 99 V1-3 max SLV fondazione

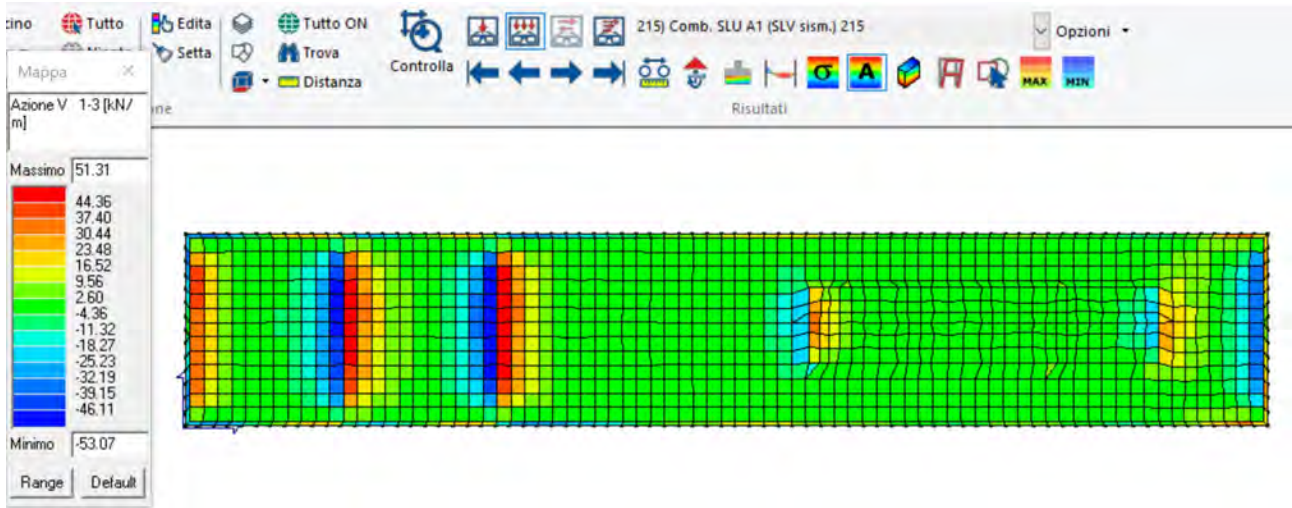


Figura 100 V1-3 min SLV fondazione

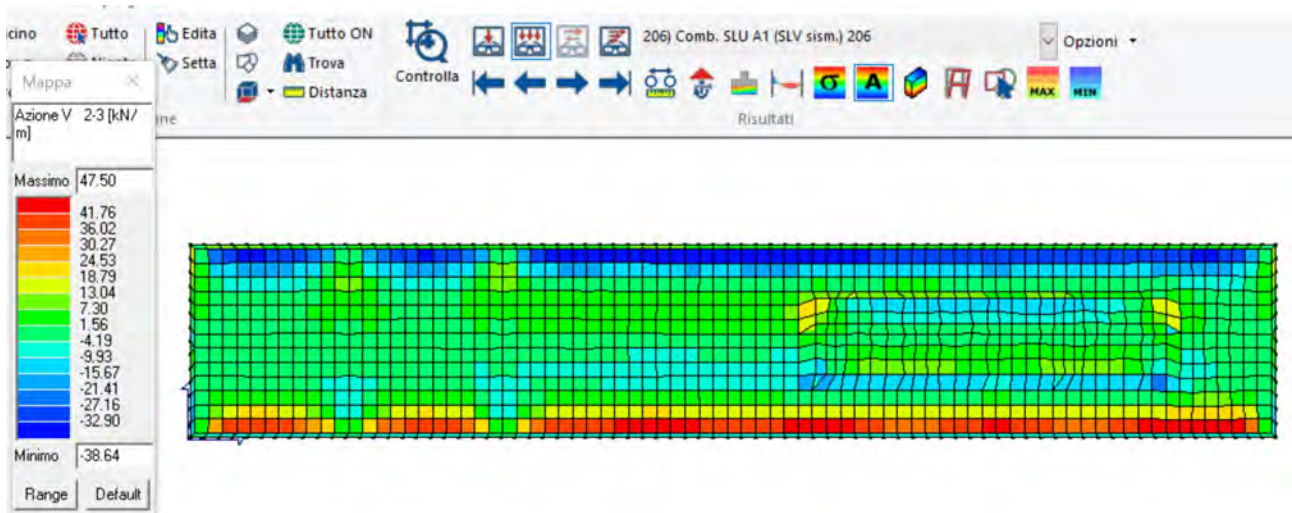


Figura 101 V2-3 max SLV fondazione

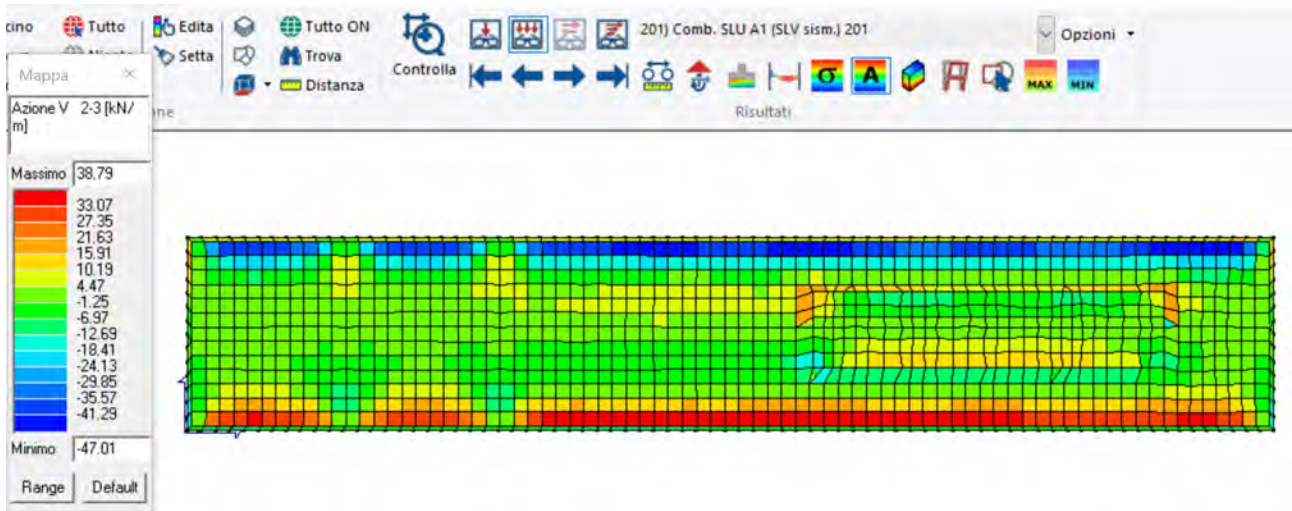


Figura 102 V2-3 min SLV fondazione

Oltre alle caratteristiche delle sollecitazioni sono riportate qui di seguito le deformate allo SLU e allo SLV tenendo conto dei valori massimi.

Si riportano qui di seguito le deformate in condizioni statiche e sismiche.

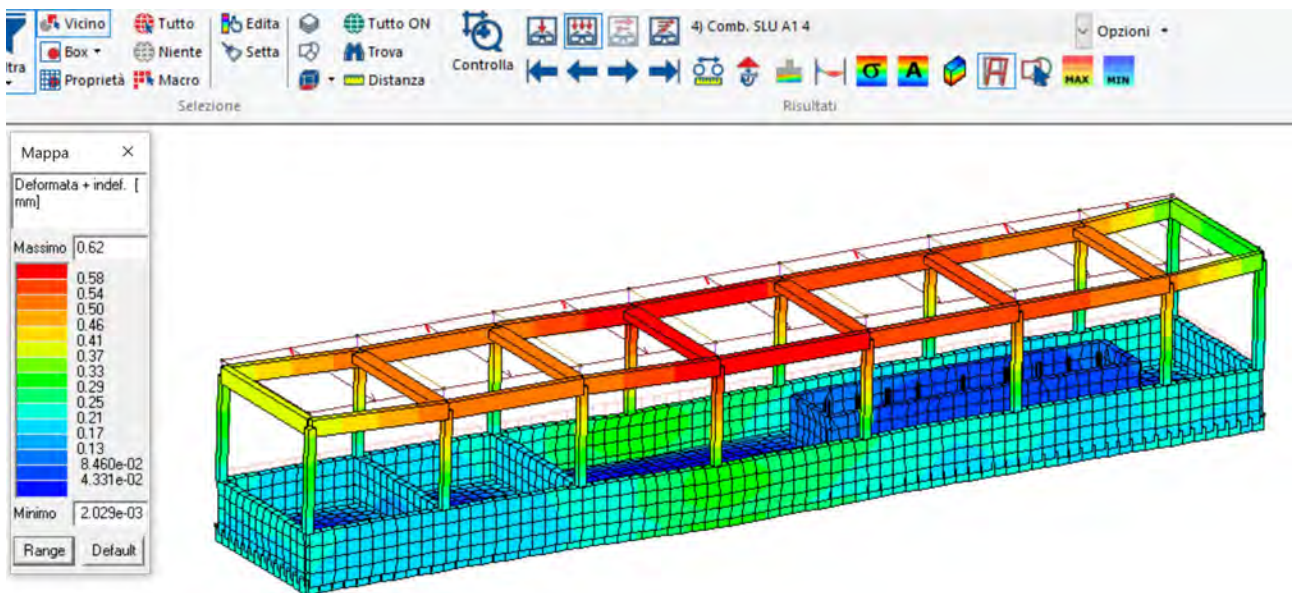


Figura 103 Deformazione MAX verticale Comb 4 SLU 0,62mm

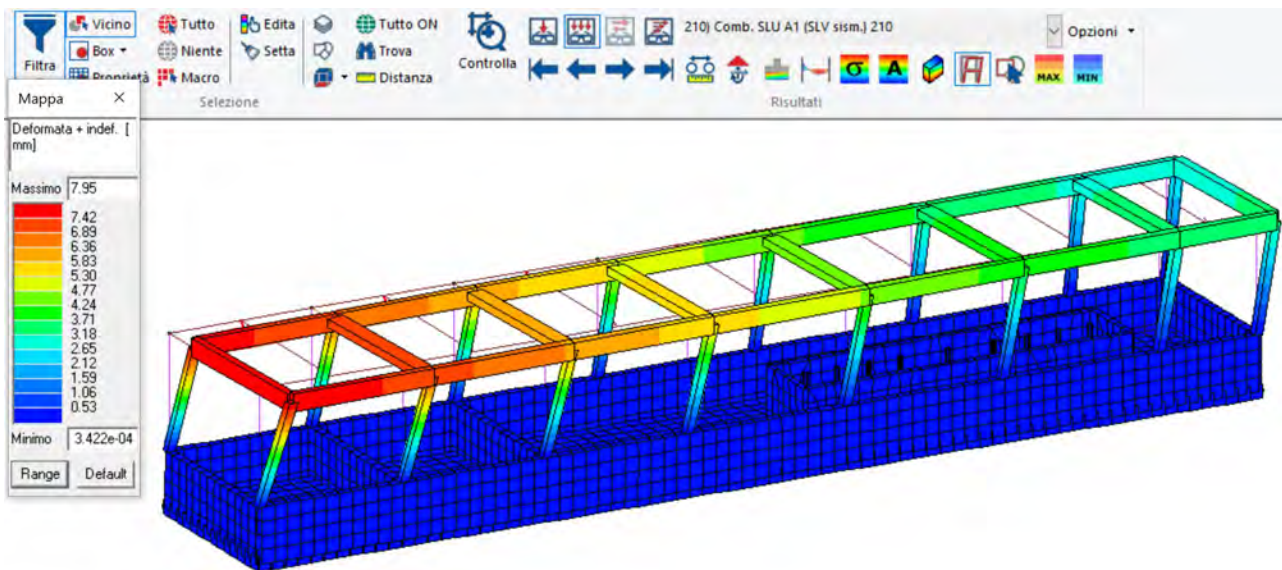


Figura 104 Deformazione MAX orizzontale Comb 210 SLV 7,95mm

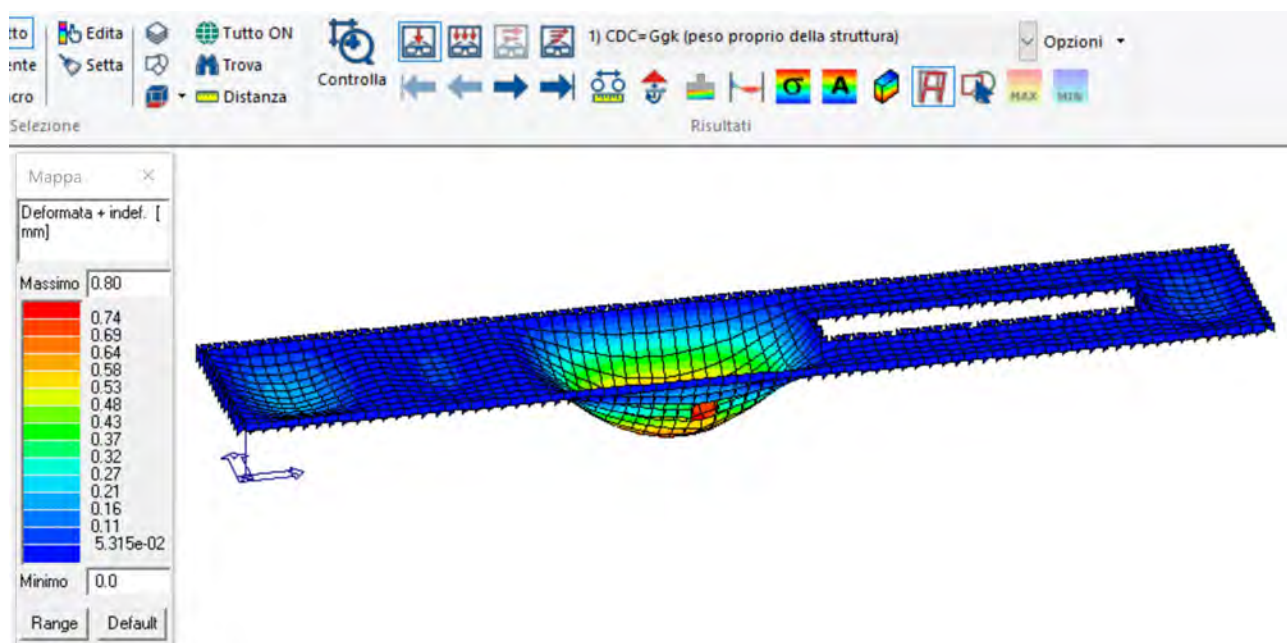


Figura 105 deformata soletta piano terra Peso proprio

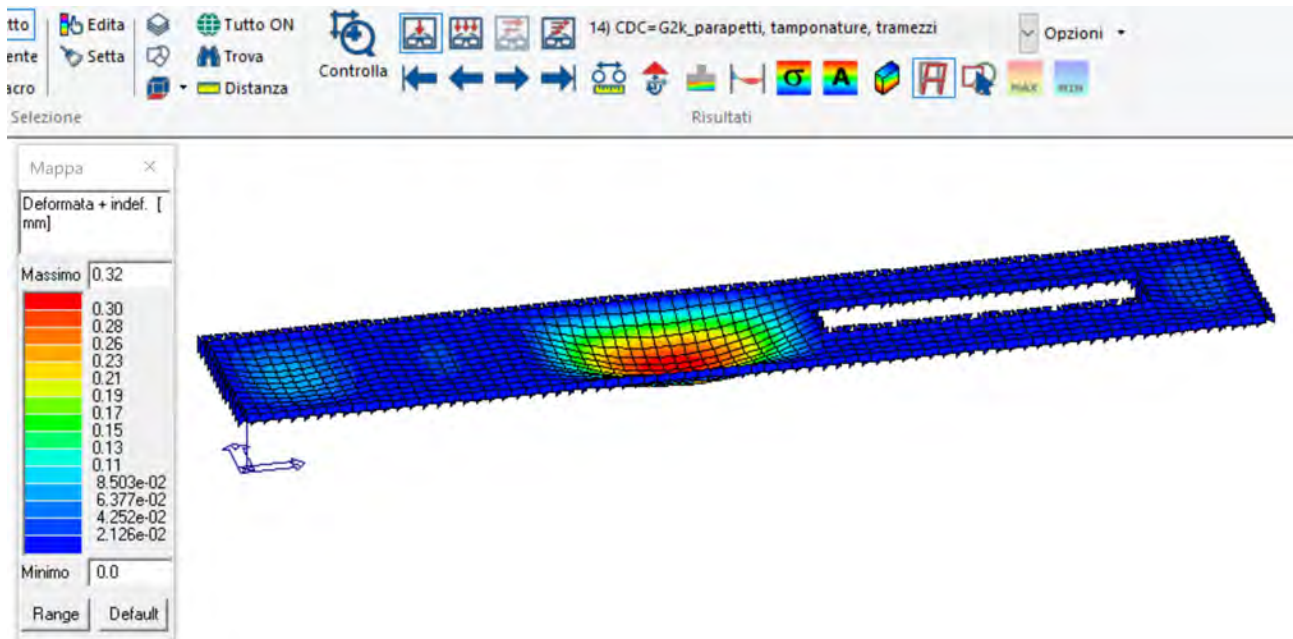


Figura 106 deformata soletta piano terra G2

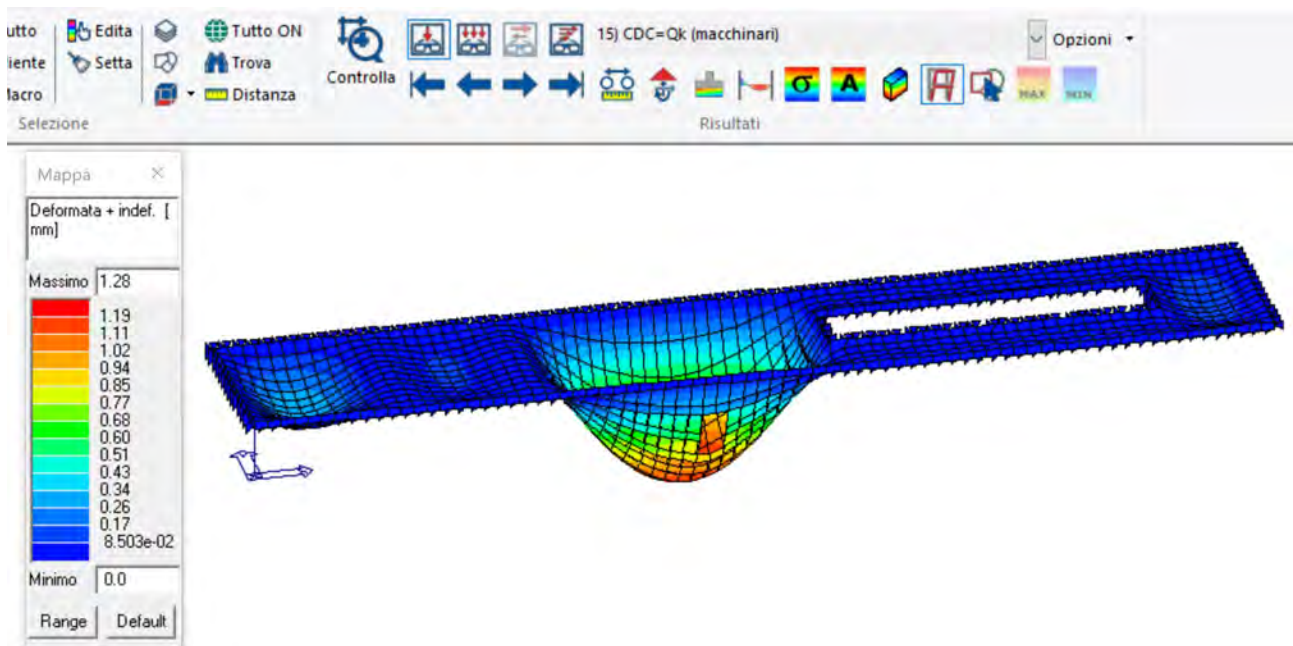


Figura 107 deformata soletta piano terra Qk macchinari

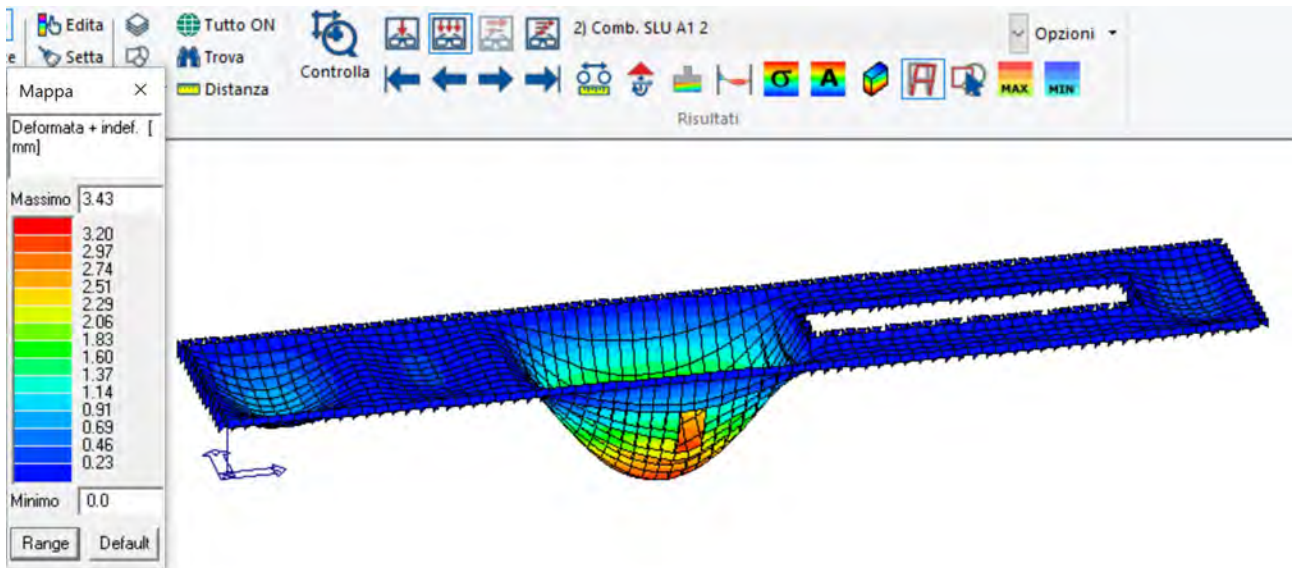


Figura 108 deformato soletta piano terra max SLU

12.3. ESISTO DELLE VERIFICHE

Il software di calcolo ProSAP è stato in grado di eseguire la progettazione e le verifiche delle membrature e dei nodi agli Stati Limiti Ultimi tenendo conto delle verifiche imposte dalla NTC2018 nei capitoli 4 e 7. In particolare sono state progettate le armature delle travi, dei pilastri e dei nodi.

Pertanto sono state eseguite le verifiche tenendo conto delle sollecitazioni flettenti, taglianti e normali in condizioni Statiche SLU e Sismiche SLV in cui sono state effettuate le verifiche di resistenze.

Non è stata effettuata la verifica di duttilità poiché trattasi di struttura non dissipativa.

Si riportano qui di seguito i rapporti DOMANDA / CAPACITÀ: al fine del soddisfacimento delle verifiche, tali rapporti devono essere inferiori all'unità.

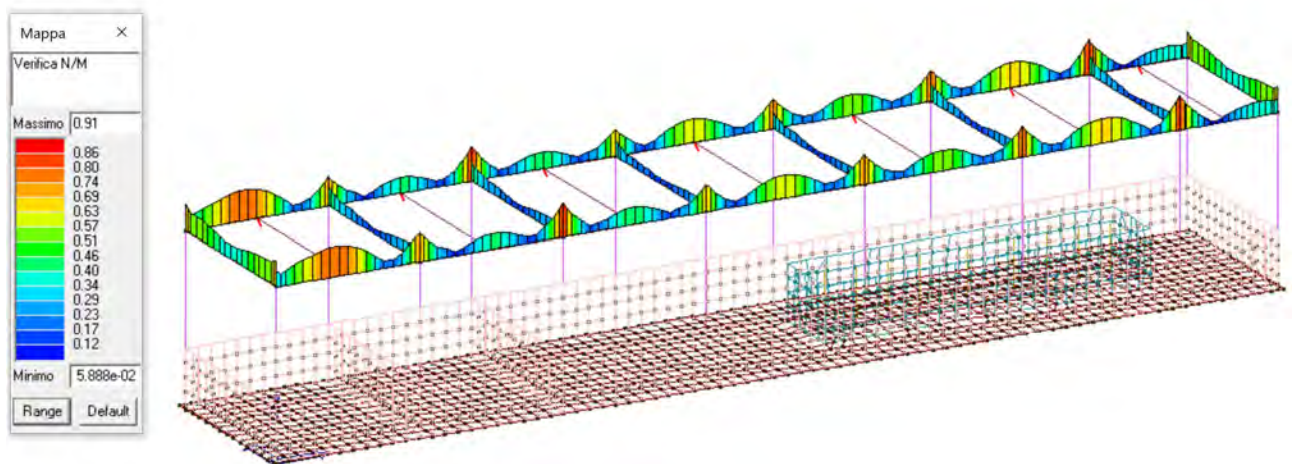


Figura 109 verifica N/M travi

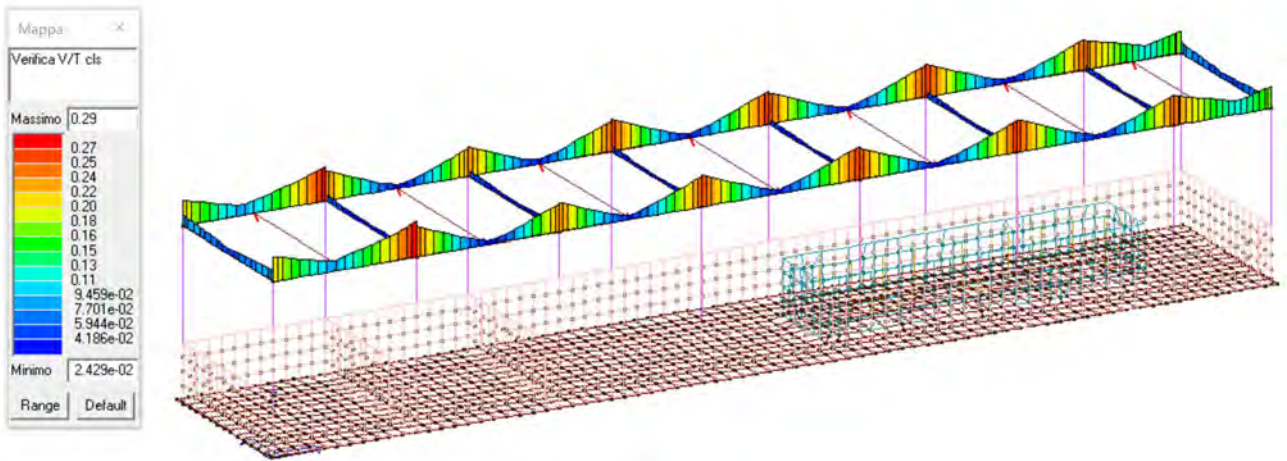


Figura 110 verifica V/T cls travi

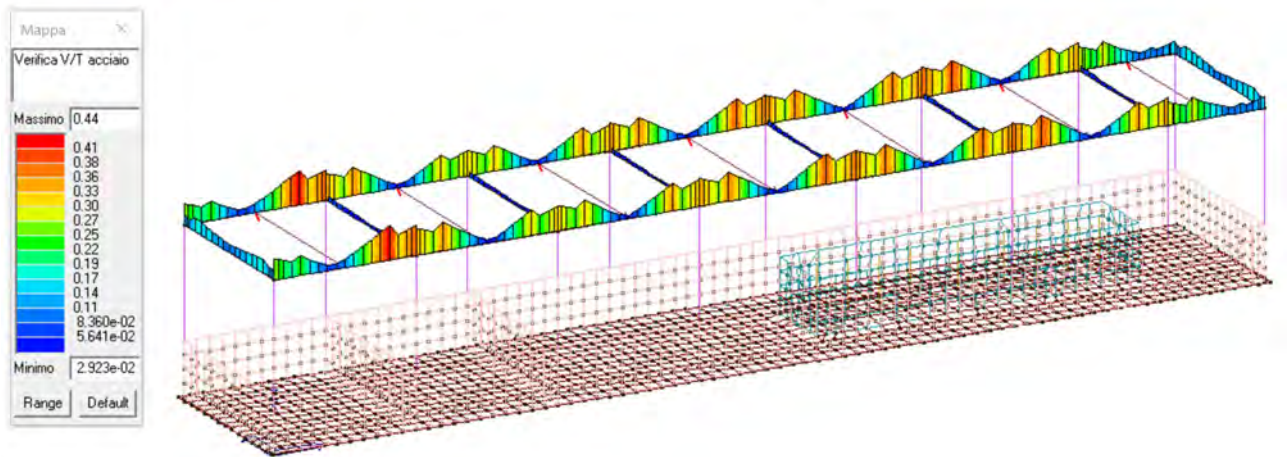


Figura 111 verifica V/T acciaio travi

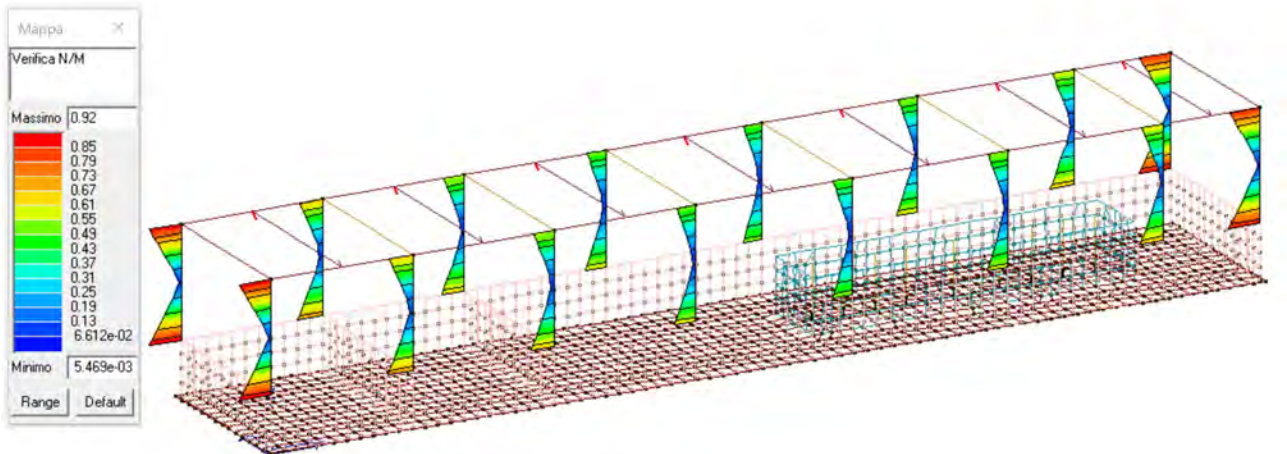


Figura 112 verifica N/M pilastri

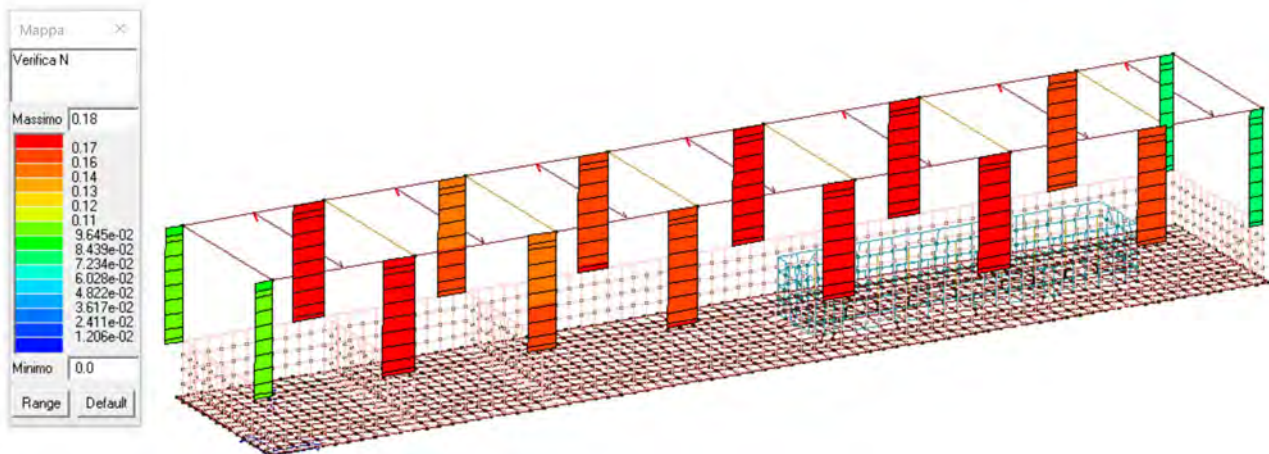


Figura 113 verifica N pilastri

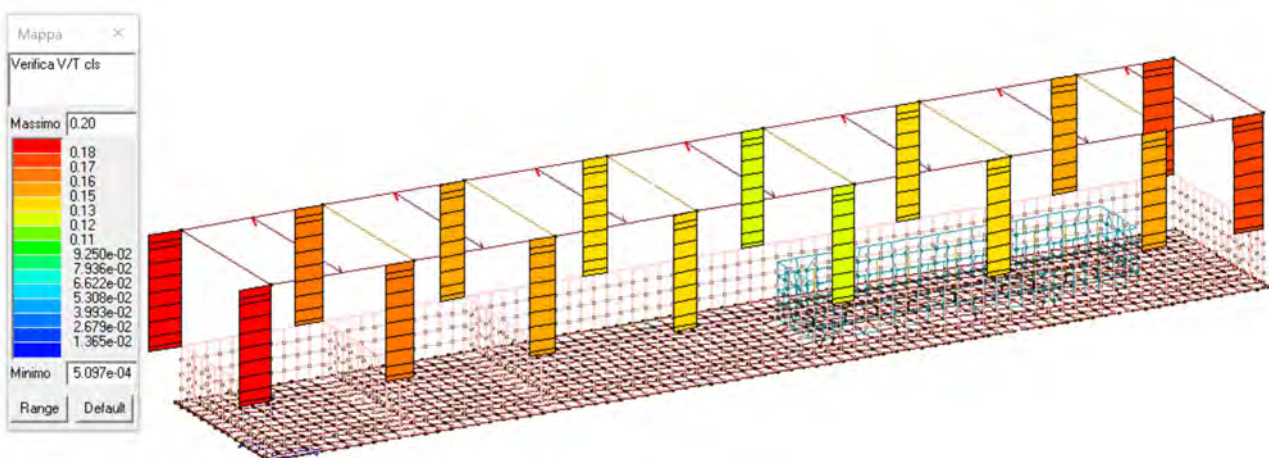


Figura 114 verifica V/T cls pilastri

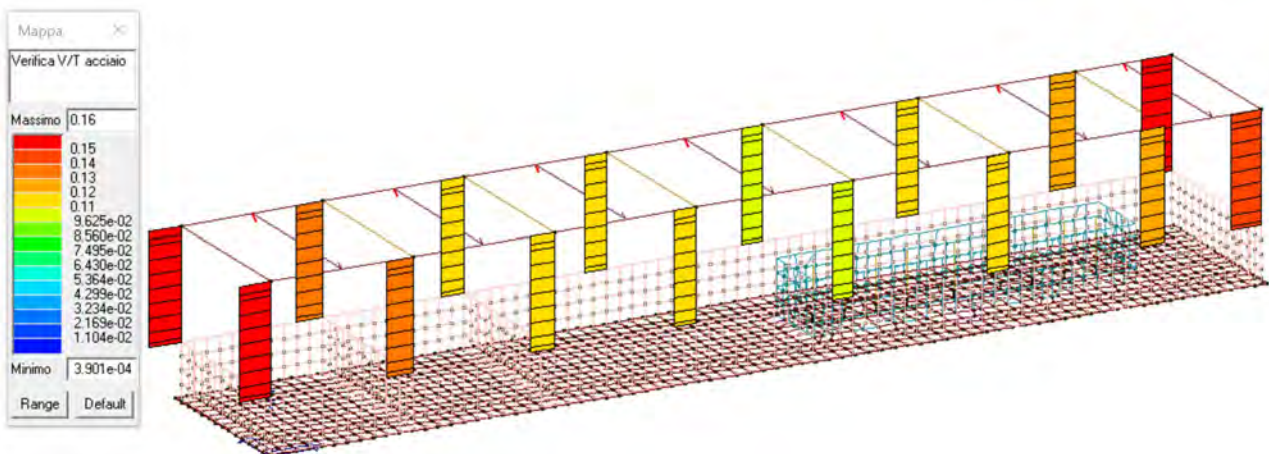


Figura 115 verifica V/T acciaio pilastri

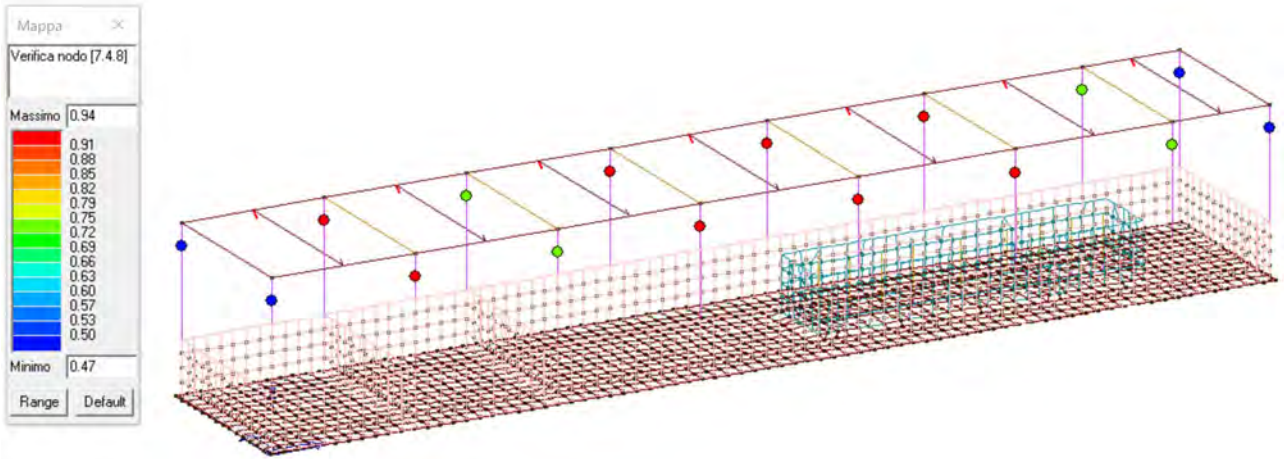


Figura 116 verifica nodi

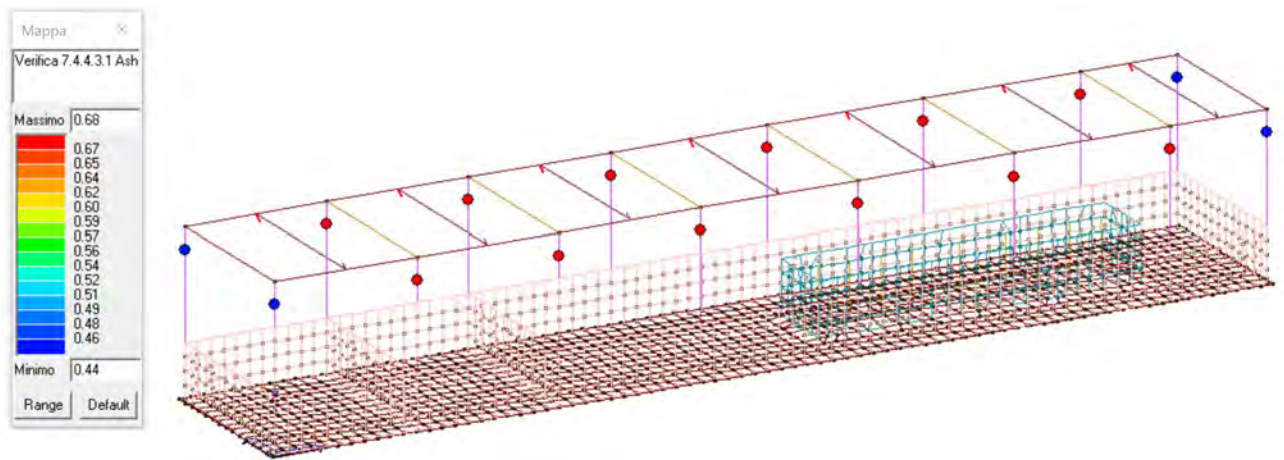


Figura 117 verifica staffe nodo

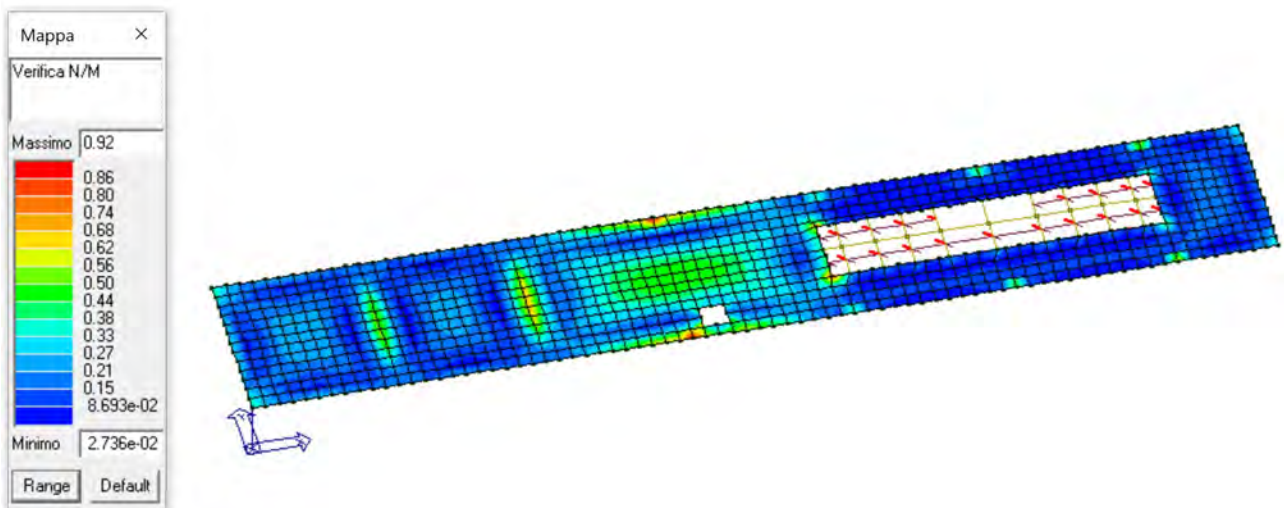


Figura 118 verifica N M soletta di piano terra

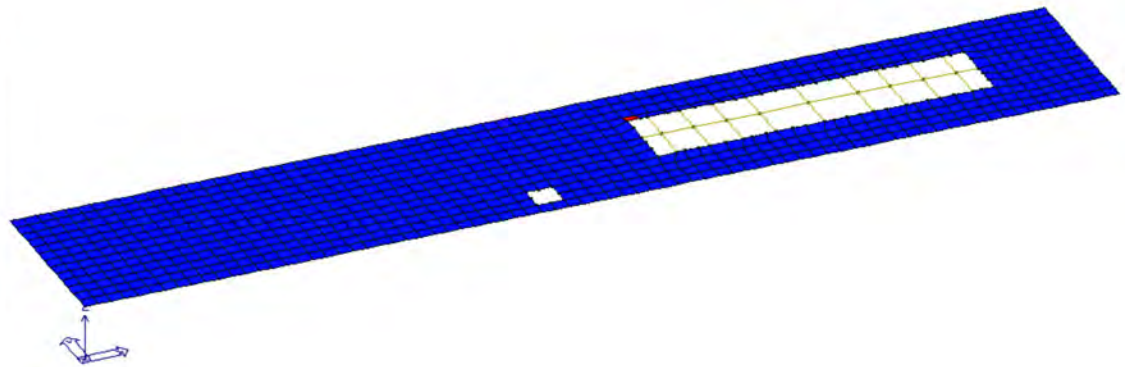
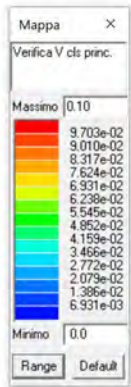


Figura 119 Verifica V cls princip soletta di piano terra

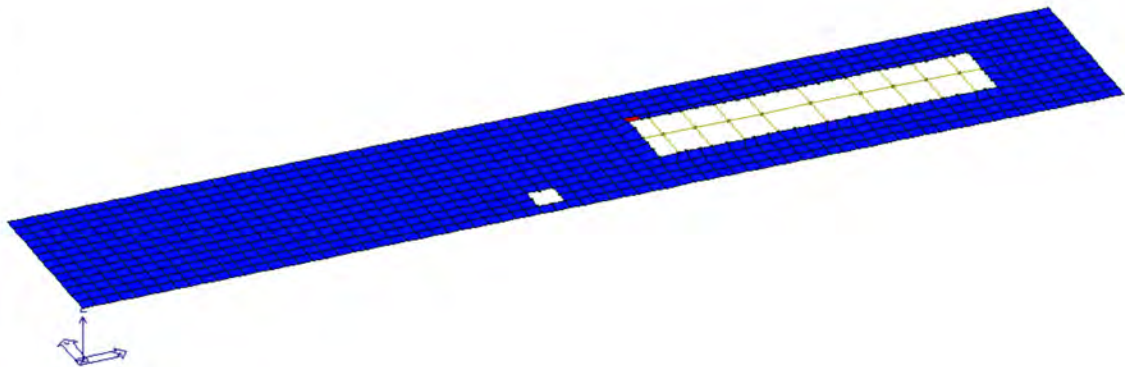
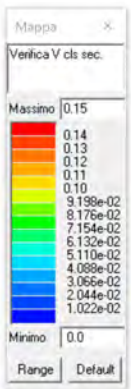


Figura 120 verifica V cls sec soletta di piano terra

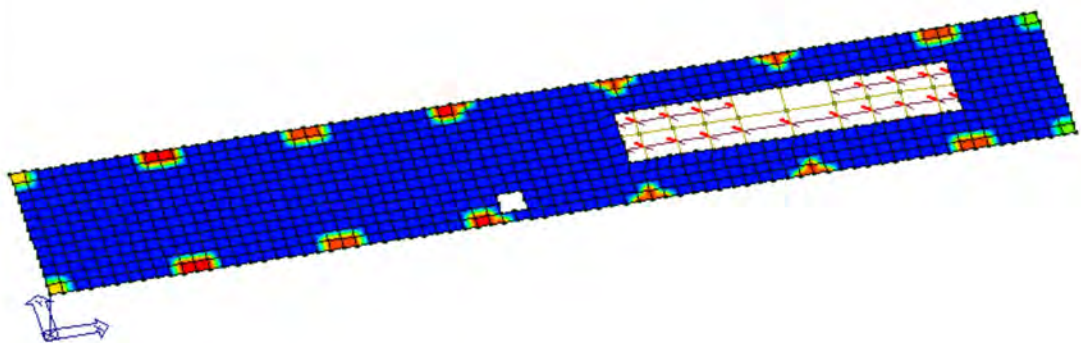
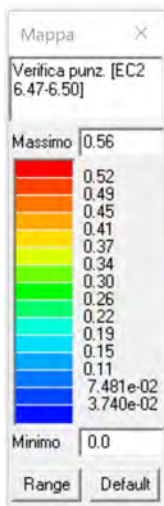


Figura 121 verifica punzionamento 1 soletta di piano terra

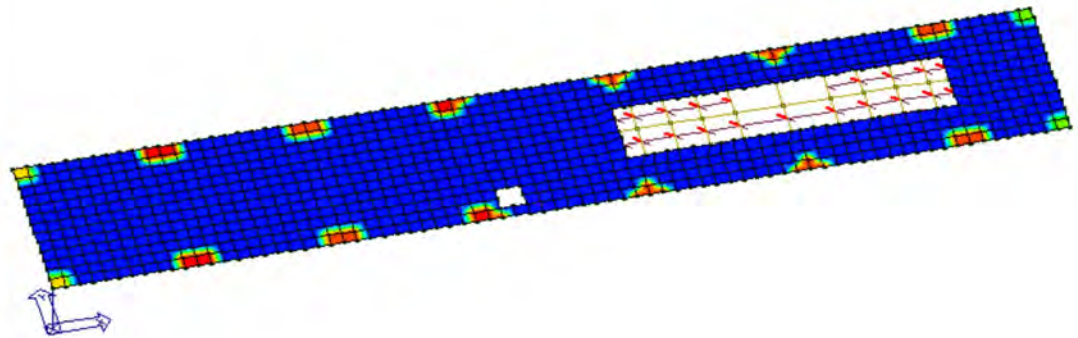
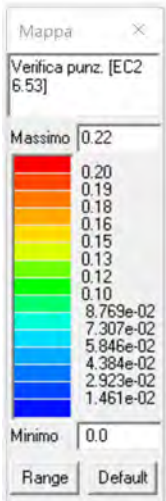


Figura 122 verifica punzonamento 2 soletta di piano terra

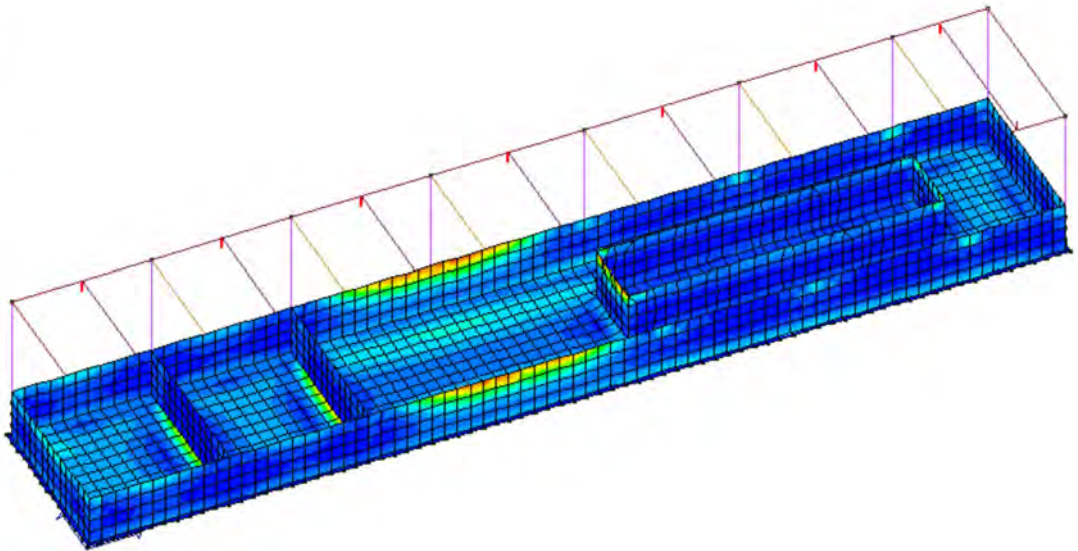
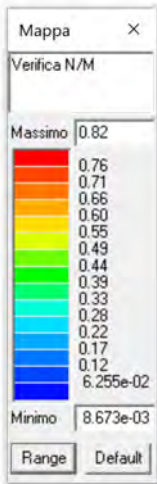


Figura 123 verifica N/M setti e fondazione

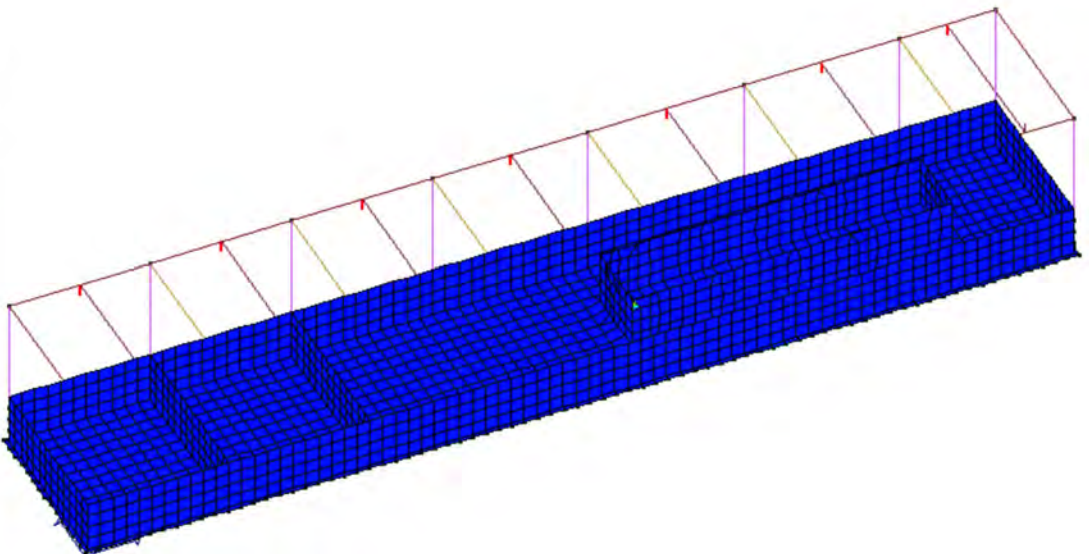
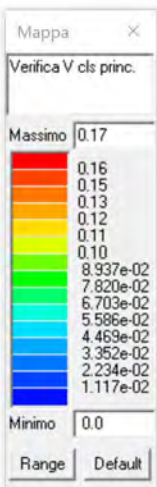


Figura 124 verifica Vcls setti e fondazione

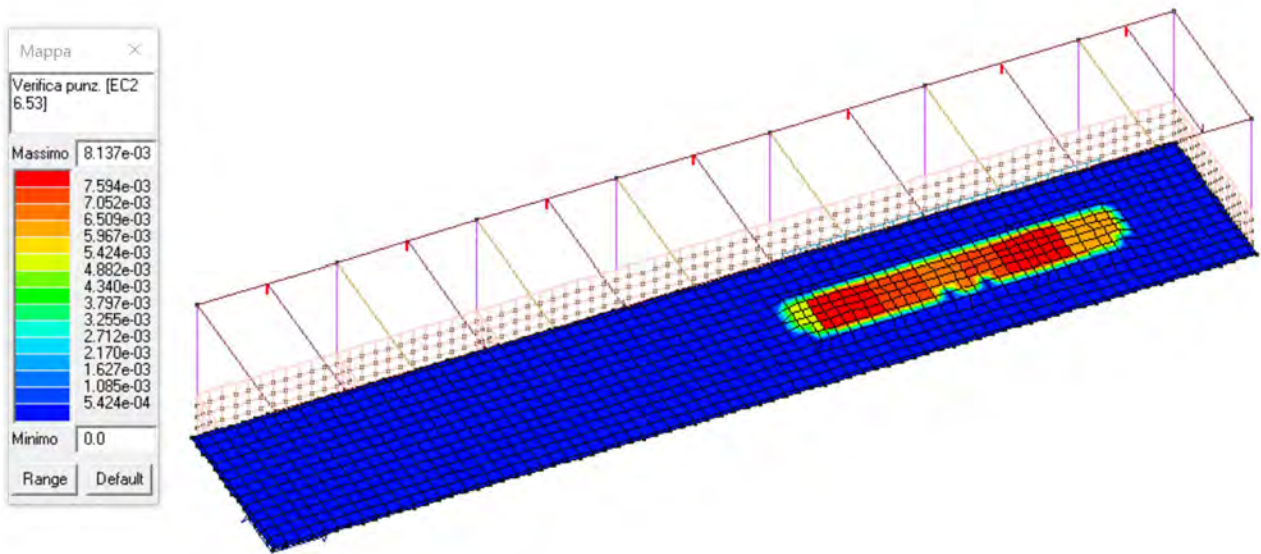


Figura 125 verifica punzonamento platea

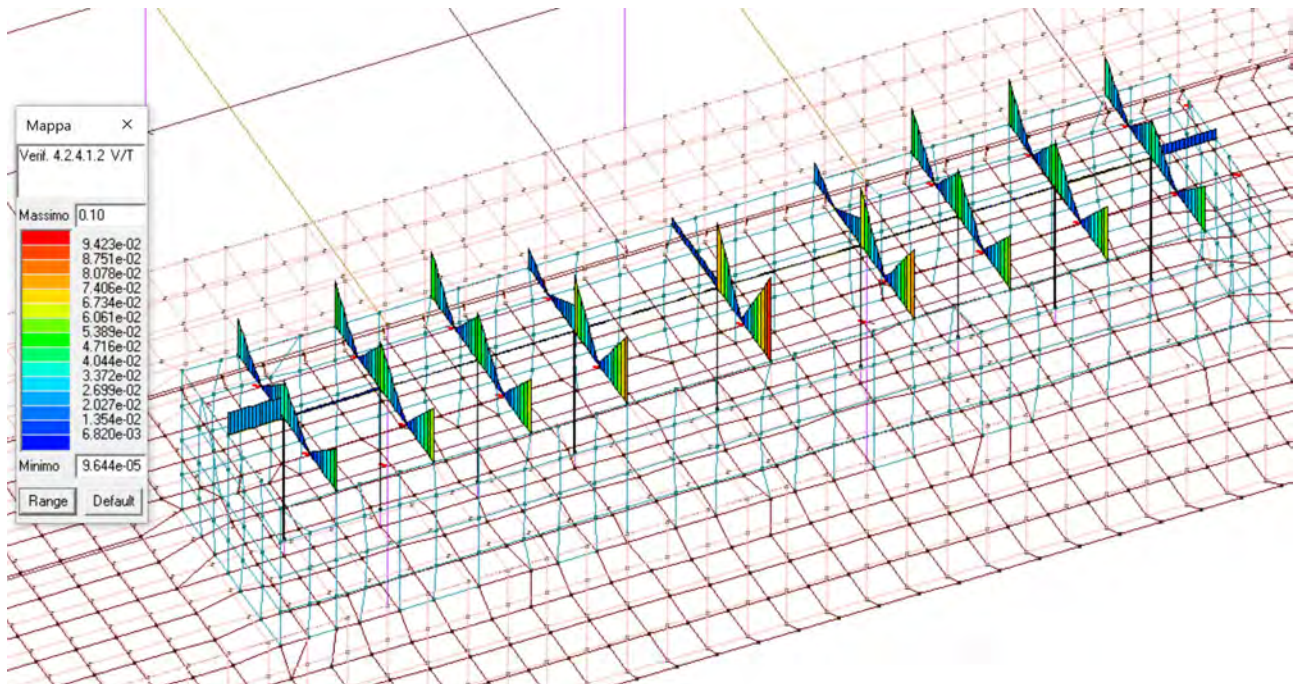


Figura 126 verifica V - T struttura in carpenteria metallica

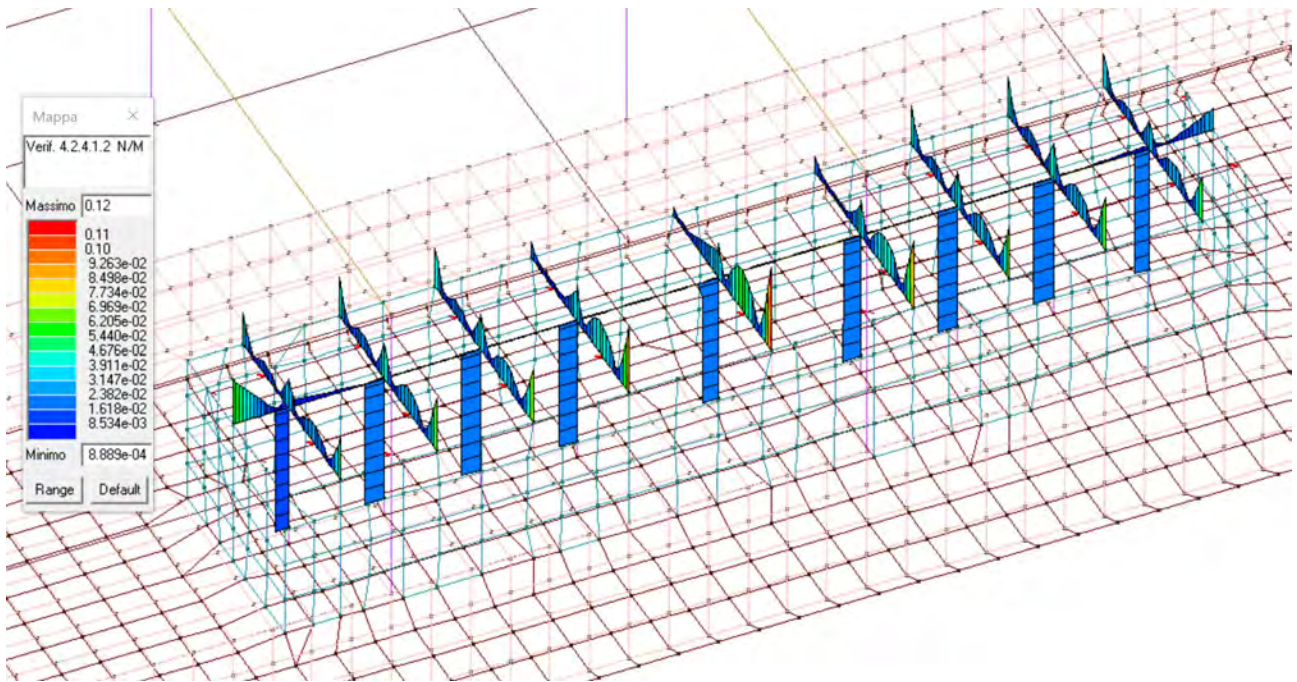


Figura 127 verifica N- M struttura in carpenteria metallica

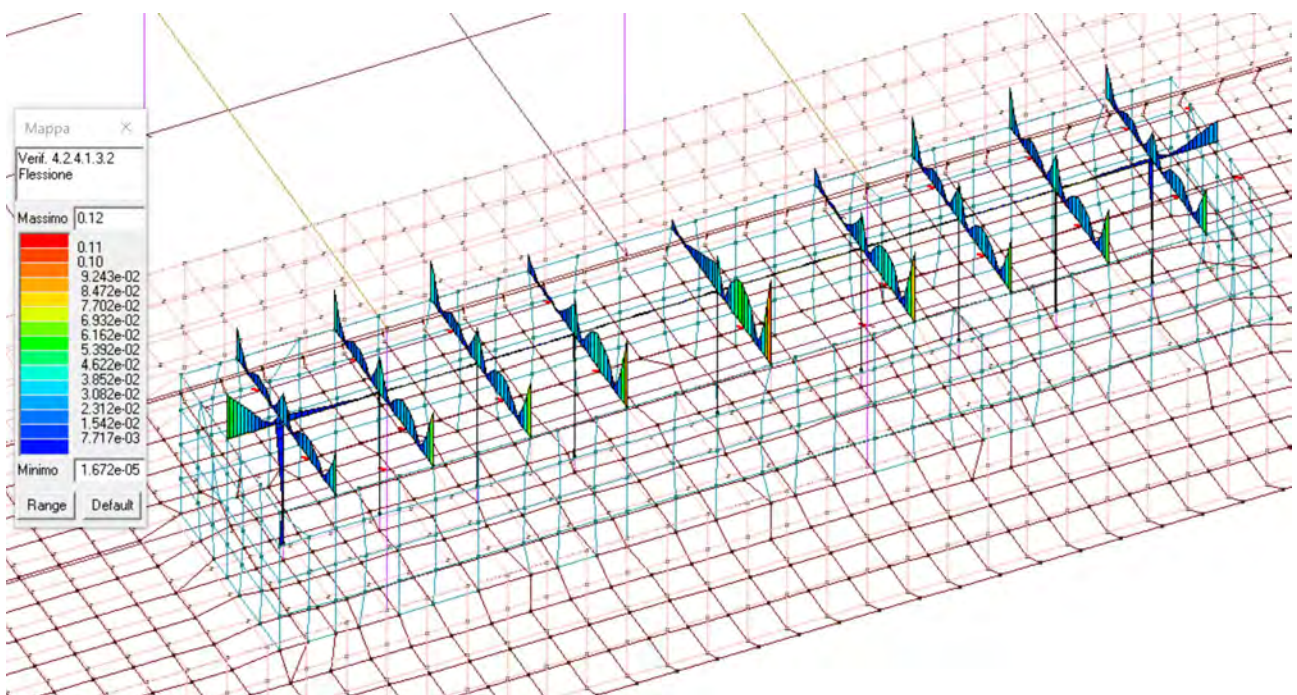


Figura 128 verifica flessione struttura in carpenteria metallica

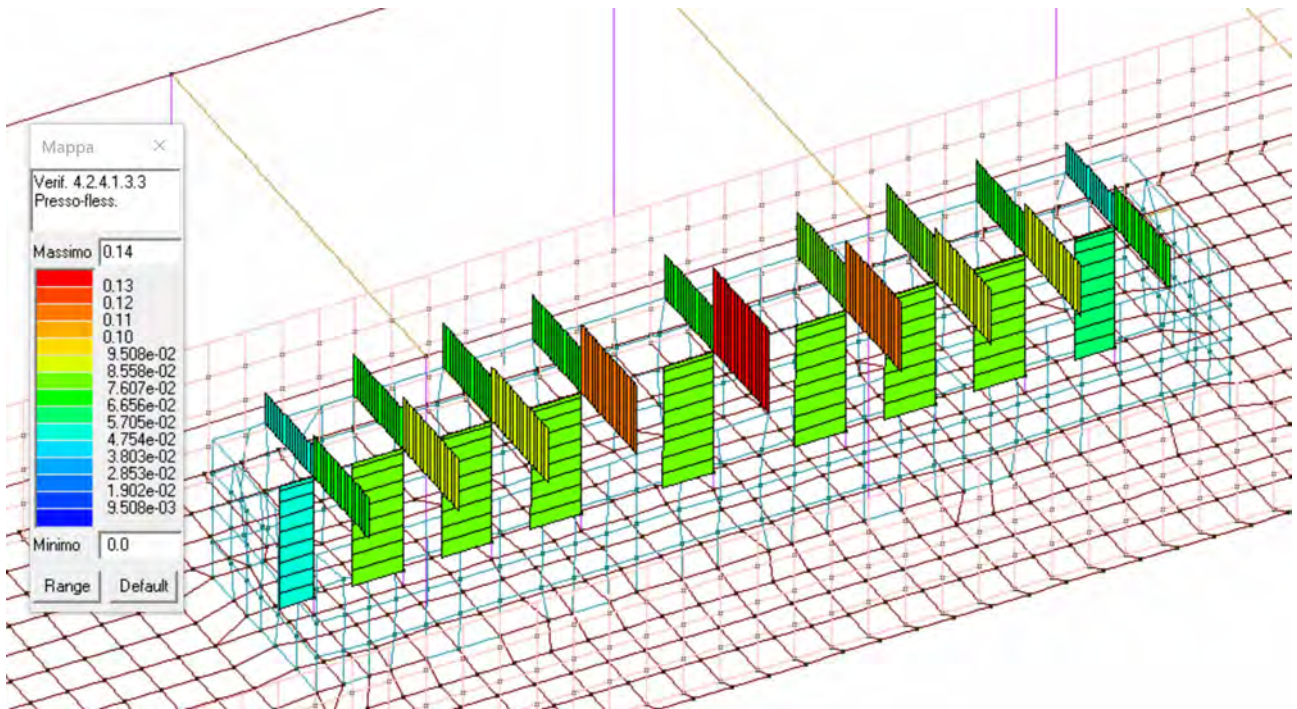


Figura 129 verifica pressoflessione struttura in carpenteria metallica

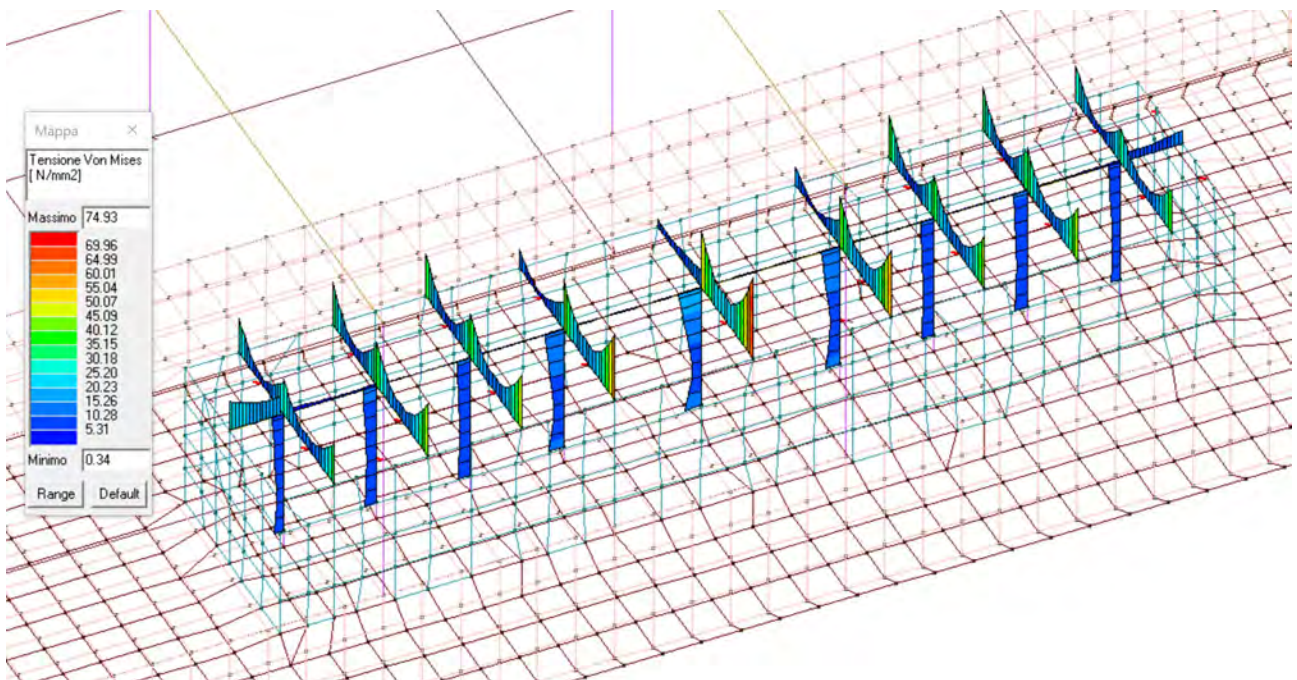


Figura 130 tensione Von Mises struttura in carpenteria metallica

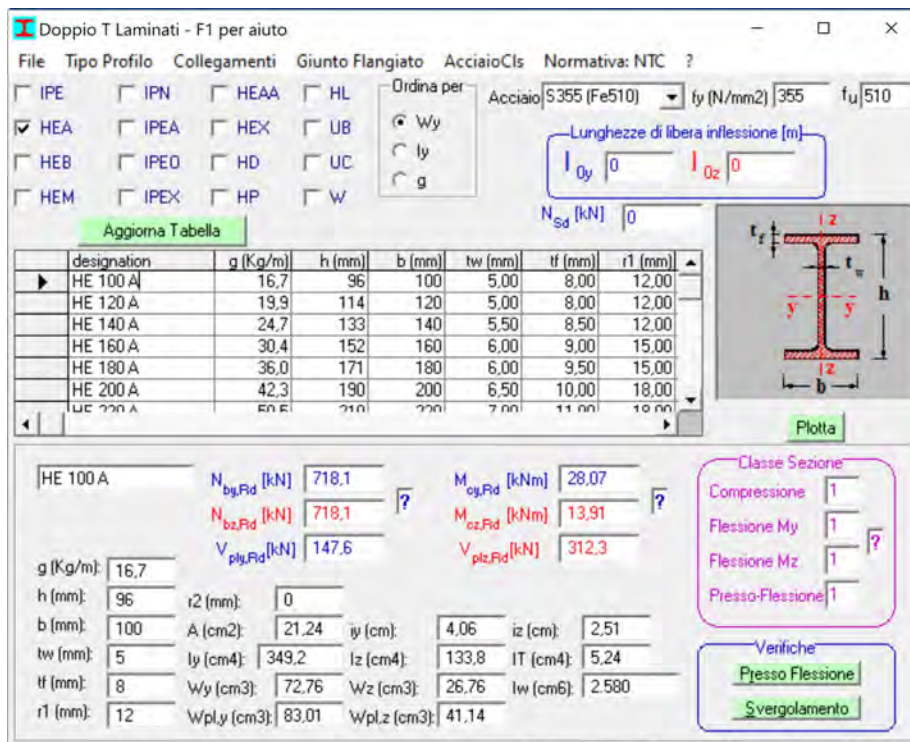


Figura 131 resistenze HEA100

Il software di calcolo è in grado di indicare attraverso un segnale visivo la verifica degli elementi strutturali. Infatti quando gli elementi sono evidenziati con colore azzurro risultano essere verificati, diversamente se non sono verificati il software li evidenzia di rosso. Se sono presenti elementi da non verificare il software li evidenzia con colore giallo.

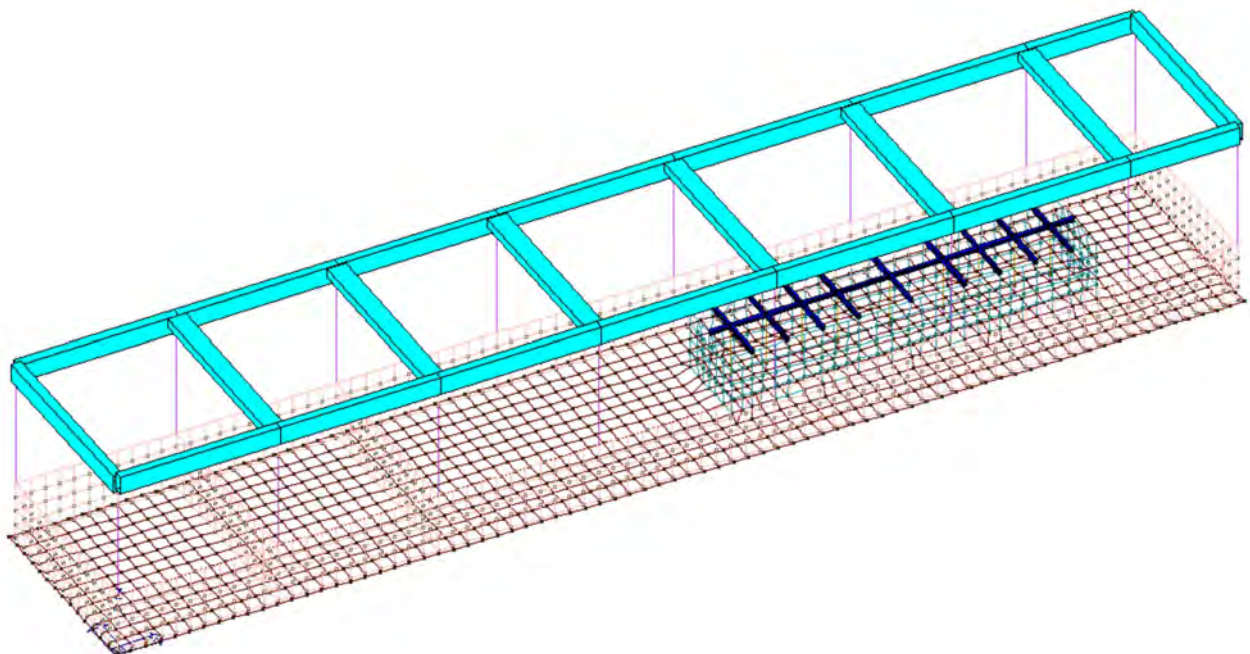


Figura 132 riscontro visivo verifiche travi

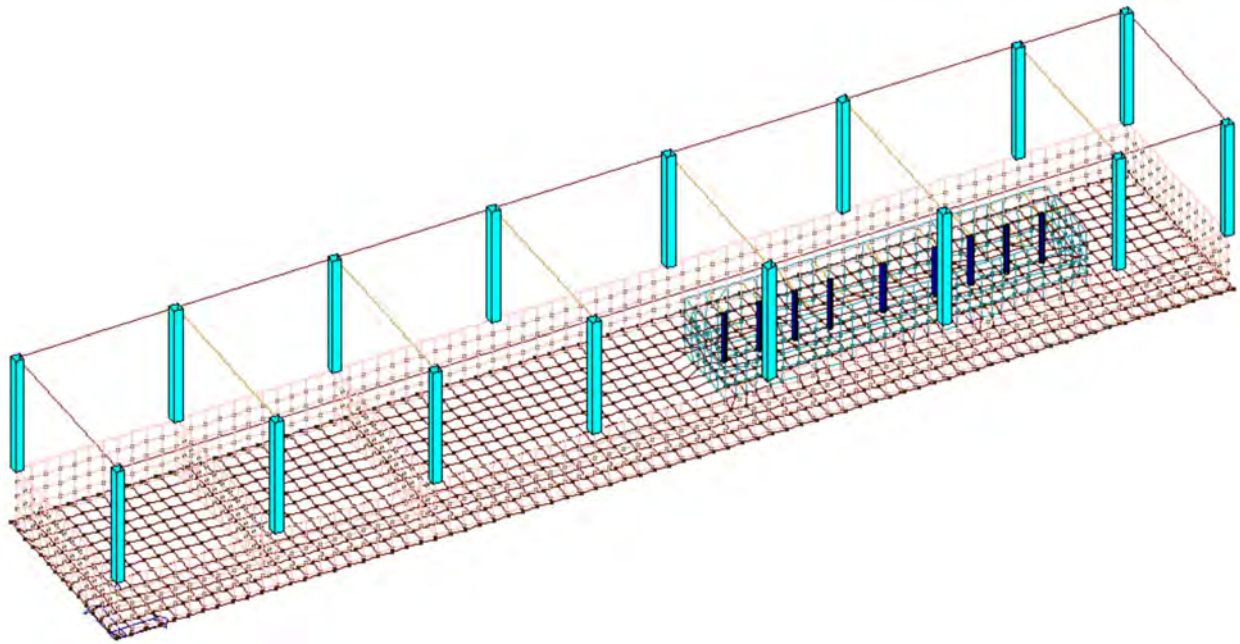


Figura 133 riscontro visivo verifiche pilastri

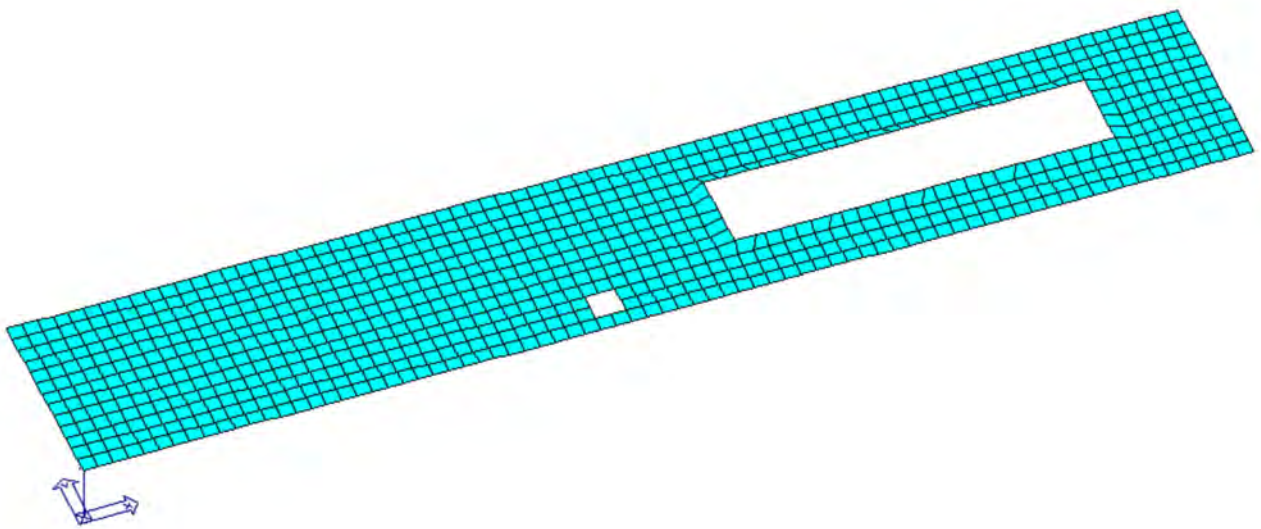


Figura 134 riscontro visivo verifiche soletta piano terra

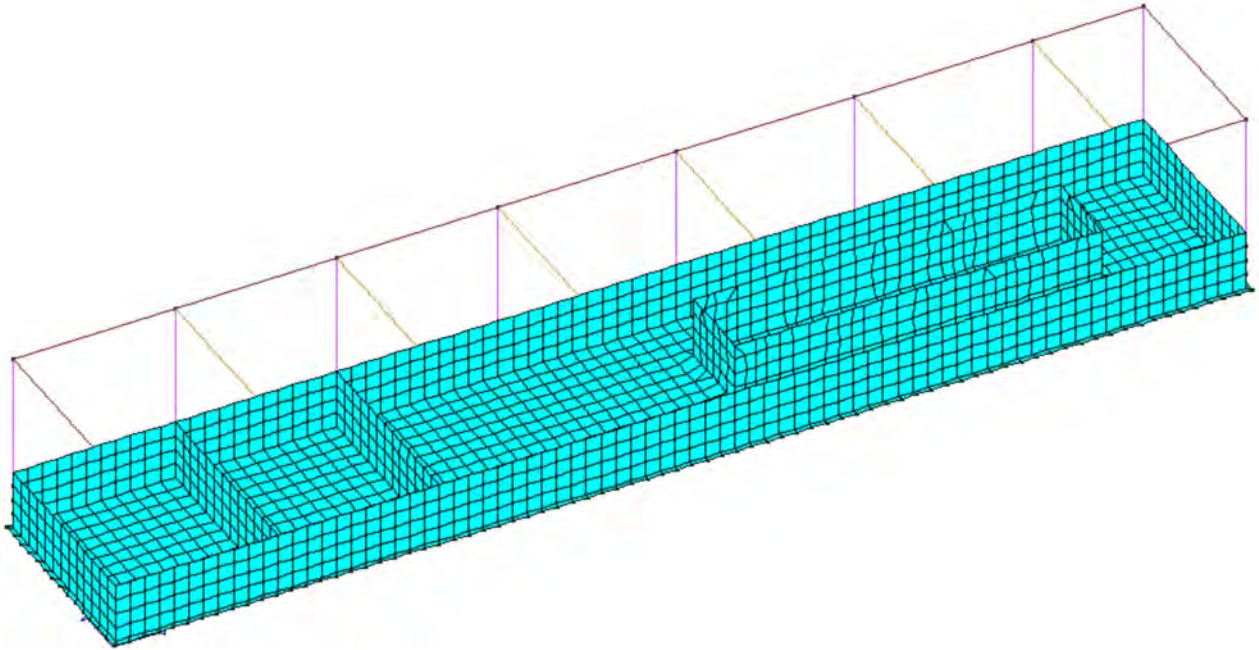


Figura 135 riscontro visivo verifiche platea

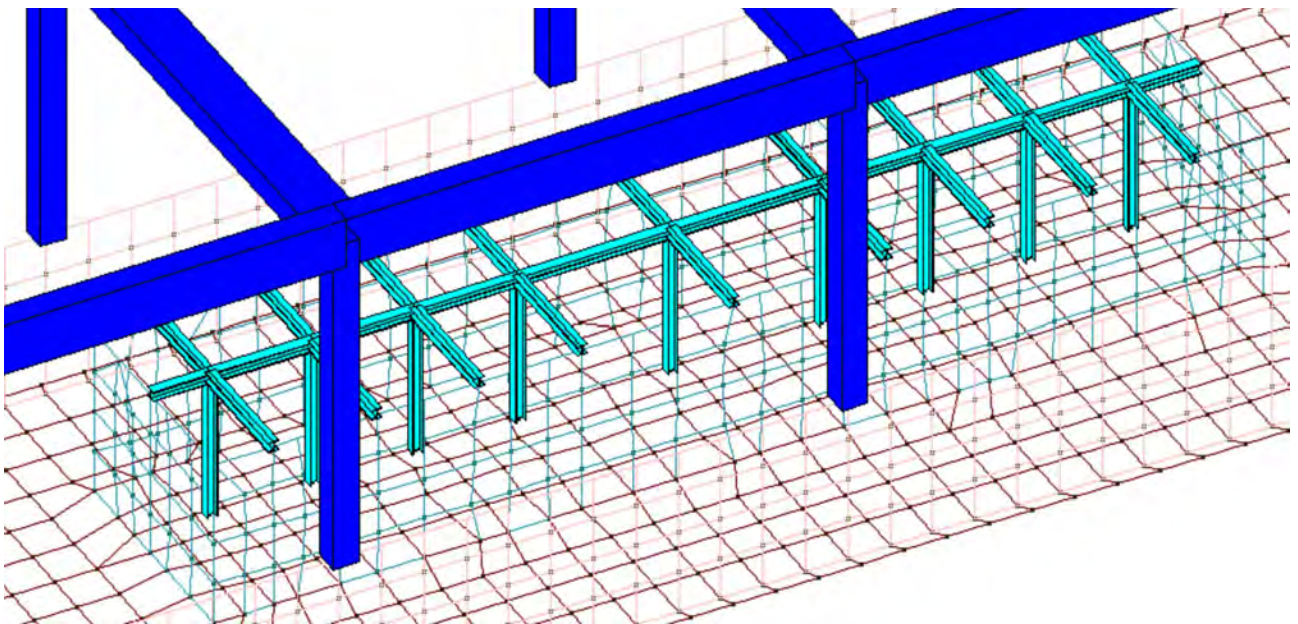


Figura 136 riscontro visivo verifiche struttura in carpenteria metallica

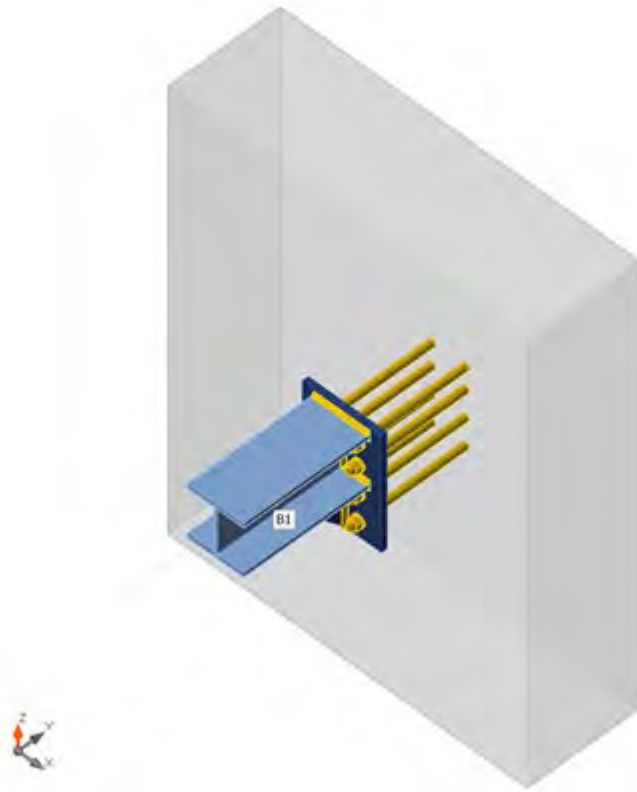
Le figure precedenti mostrano il soddisfacimento delle verifiche in tutti gli elementi strutturali.

13.VERIFICHE NODI IN ACCIAIO

NODO 1

Membrature

Nome	Sezione	β - Direzione [°]	γ - Pendenza [°]	α - Rotazione [°]	Offset ex [mm]	Offset ey [mm]	Offset ez [mm]	Forze in
B1	4 - HEA100	-90,0	0,0	0,0	0	0	30	Nodo



Sezioni

Nome	Materiale
4 - HEA100	S 355

Ancoraggi

Nome	Assieme bullone	Diametro [mm]	fu [MPa]	Superficie lorda [mm ²]
M12 8.8	M12 8.8	12	800,0	113

Effetti del carico (forze in equilibrio)

Nome	Elemento	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	B1	4,6	0,3	-14,6	0,0	3,2	0,3

Blocco di fondazione

Elemento	Valore	Unità
CB 1		
Dimensioni	640 x 796	mm
Altezza	200	mm
Ancoraggio	M12 8.8	
Lunghezza di ancoraggio	180	mm
Trasferimento dello sforzo di taglio	Ancoraggi	

Verifica

Riassunto

Nome	Valore	Verifica Stato
Analisi	100,0%	OK
Piastre	0,0 < 5,0%	OK
Ancoraggi	53,7 < 100%	OK
Saldature	31,1 < 100%	OK
Blocco di calcestruzzo	11,2 < 100%	OK

Piastre

Nome	t _p [mm]	Carichi	σ _{Ed} [MPa]	ε _{pI} [%]	σ _{c,Ed} [MPa]	Stato
B1-bfl 1	8,0	LE1	55,4	0,0	0,0	OK
B1-tfl 1	8,0	LE1	102,7	0,0	0,0	OK

B1-w 1	5,0	LE1	82,1	0,0	0,0	OK
PB1	10,0	LE1	129,6	0,0	0,0	OK
WID1	10,0	LE1	96,5	0,0	0,0	OK

Dati Progetto

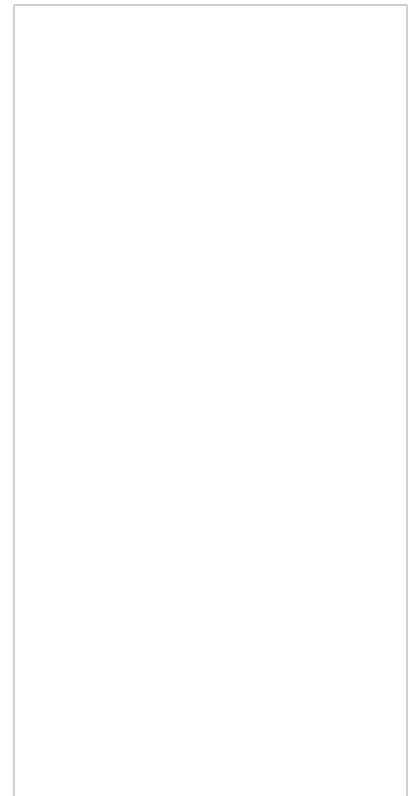
Materiale	f_y [MPa]	ϵ_{lim} [%]
S 355	355,0	5,0

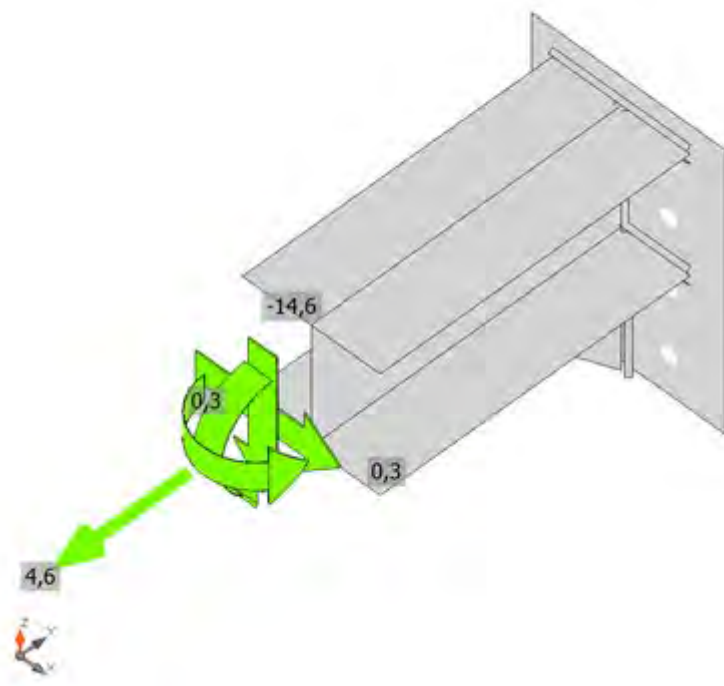
Spiegazione dei simboli

- t_p Spessore piastra
- σ_{Ed} Sforzo equivalente
- ϵ_{Pl} Deformazione Plastica
- $\sigma_{c,Ed}$ Tensione di contatto
- f_y Tensione di snervamento
- ϵ_{lim} Limite di deformazione plastica

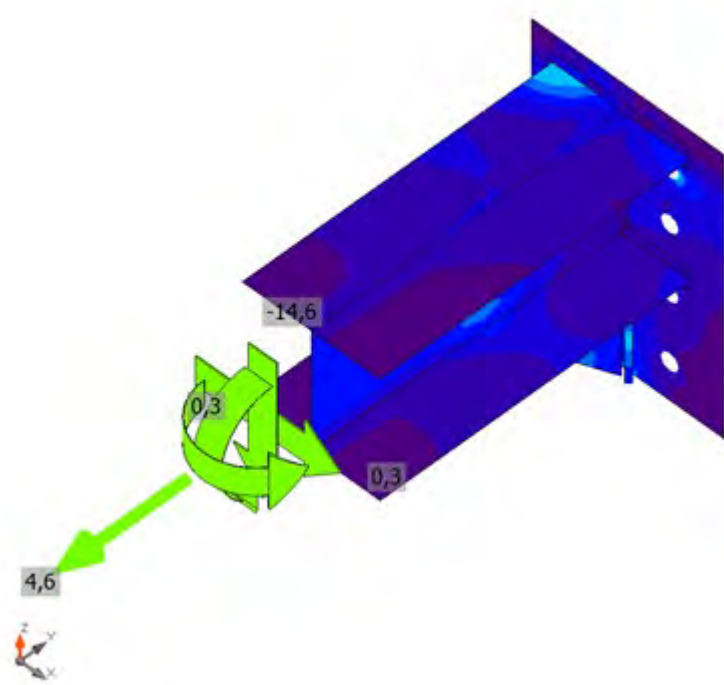
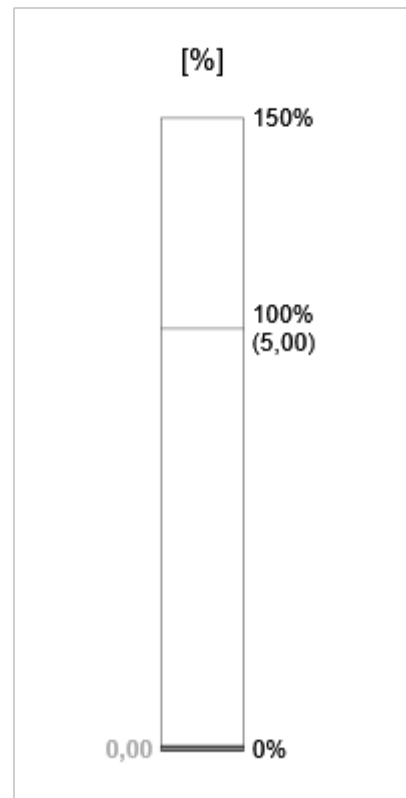


Verifica globale, LE1

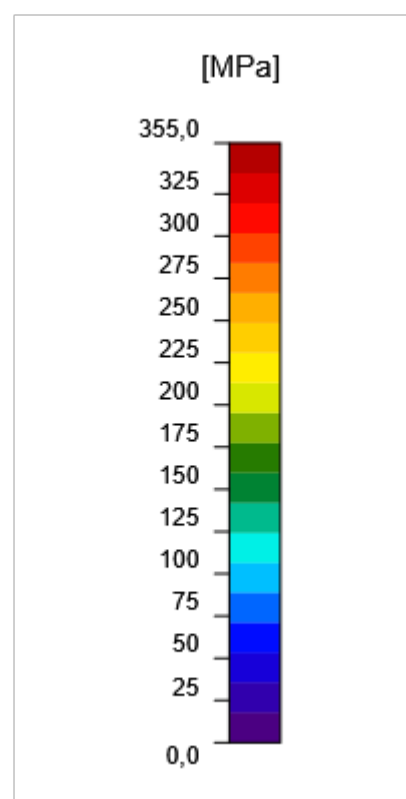




Verifica deformazione, LE1



Sforzo equivalente, LE1



Ancoraggi

Forma	Elemento	Carichi	N _{Ed} [kN]	V _{Ed} [kN]	N _{Rd,c} [kN]	V _{Rd,c} [kN]	V _{Rd,cp} [kN]	U _t [%]	U _s [%]	U _{ts} [%]	Stato
	A5	LE1	10,7	1,7	105,7	59,6	205,2	29,0	12,3	19,9	OK
	A6	LE1	1,9	1,8	105,7	59,6	205,2	29,0	12,3	19,9	OK
	A7	LE1	0,0	1,9	-	59,6	205,2	0,0	12,3	4,3	OK

	A8	LE1	0,0	2,0	-	27,2	205,2	0,0	53,7	39,3	OK
	A9	LE1	14,1	1,7	105,7	-	205,2	36,8	7,1	17,5	OK
	A10	LE1	4,0	1,8	105,7	-	205,2	29,0	7,1	17,5	OK
	A11	LE1	0,0	1,9	-	-	205,2	0,0	7,1	1,9	OK
	A12	LE1	0,0	1,9	-	27,2	205,2	0,0	53,7	39,3	OK

Dati Progetto

Classe	$N_{Rd,s}$ [kN]	$V_{Rd,s}$ [kN]
M12 8.8 - 1	38,2	27,0

Spiegazione dei simboli

N_{Ed}	Forza di trazione
V_{Ed}	Risultante delle forze di taglio del bullone V_y e V_z nei piani di taglio
$N_{Rd,c}$	Resistenza di progetto in caso di rottura del cono di calcestruzzo sotto carico di trazione - EN 1992-4 – Cl. 7.2.1.4
$V_{Rd,c}$	Resistenza di progetto in caso di rottura del cono di calcestruzzo sotto carico di taglio - EN 1992-4 – Cl. 7.2.2.5
$V_{Rd,cp}$	Resistenza di progetto in caso di rottura del calcestruzzo per pryout - EN 1992-4 – Cl. 7.2.2.4
U_t	Utilizzo in trazione
U_s	Utilizzo a taglio
U_{ts}	Utilizzo in trazione e taglio
$N_{Rd,s}$	Resistenza di progetto alla trazione di un elemento di fissaggio in caso di rottura dell'acciaio - EN 1992-4 – Cl. 7.2.1.3
$V_{Rd,s}$	Resistenza di progetto a taglio in caso di rottura dell'acciaio - EN 1992-4 – Cl. 7.2.2.3.1

Risultati dettagliati per A5

Resistenza a trazione dell'ancoraggio (EN 1992-4 – Cl. 7.2.1.3)

$$N_{Rd,s} = \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}} = 38,2 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 10,7 \text{ kN}$$

$$N_{Rk,s} = c \cdot A_s \cdot f_{uk} = 57,3 \text{ kN}$$

Dove:

$$c = 0,85 \quad \text{– fattore di riduzione per taglio filettatura}$$

$$A_s = 84 \text{ mm}^2 \quad \text{– area soggetta alla trazione}$$

$$f_{uk} = 800,0 \text{ MPa} \quad \text{– resistenza alla trazione minima del bullone}$$

$$\gamma_{Ms} = 1,50 \quad \text{– coefficiente di sicurezza per acciaio}$$

$$\gamma_{Ms} = 1,2 \cdot \frac{f_{yk}}{f_{yk}} \geq 1,4$$

, dove:

$$f_{yk} =$$

640,0 MPa – tensione di snervamento minima del bullone

Resistenza a rottura conica del calcestruzzo dell'ancoraggio a trazione (EN 1992-4 – Cl. 7.2.1.4)

La verifica viene eseguita per un gruppo di ancoraggi che formano i coni di rottura a trazione comuni: A5, A6, A9, A10

$$N_{Rd,c} = 105,7 \text{ kN} \geq N_{Ed,g} = 30,6 \text{ kN}$$

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{e,N}}{A_{e,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{M,N} = 190,2 \text{ kN}$$

Dove:

$$N_{Ed,g} = 30,6 \text{ kN} \quad \text{– somma delle forze di trazione degli ancoraggi con area del cono di rottura del calcestruzzo comune}$$

$$N_{Rk,c}^0 = 110,0 \text{ kN} \quad \text{– resistenza caratteristica di un fissaggio a distanza dagli effetti dei fissaggi e bordi adiacenti dell'elemento in calcestruzzo}$$

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_c} \cdot h_{ef}^{1,5}$$

, dove:

$$k_1 =$$

7,70 – parametro che tiene conto del tipo di ancoraggio e della condizione del calcestruzzo

$$f_c =$$

35,0 MPa – resistenza a compressione del calcestruzzo

$$h_{ef} = \min(h_{emb}, \max(\frac{c_{e,max}}{1,5}, \frac{c_{e,min}}{3})) =$$

180 mm – profondità dell'ancoraggio, dove:

$$h_{emb} =$$

180 mm – lunghezza dell'ancoraggio incorporata nel calcestruzzo

$$c_{a,max} =$$

378 mm – distanza massima dall'ancoraggio a uno dei tre bordi più vicini

$$s_{max} =$$

60 mm – spaziatura massima tra ancoraggi

$$A_{c,N} = 348000 \text{ mm}^2 \quad \text{– area del cono di rottura del calcestruzzo per gruppo di ancoraggi}$$

$$A_{c,N}^0 = 291600 \text{ mm}^2 \quad \text{– area del cono di rottura di calcestruzzo per ancoraggio singolo non influenzato dai bordi}$$

$$A_{c,N}^0 = (3 \cdot h_{ef})^2$$

, dove:

$$h_{ef} =$$

180 mm – profondità dell'ancoraggio

$$\psi_{s,N} = 1,00$$

– parametro relativo alla distribuzione delle tensioni nel calcestruzzo a causa della vicinanza del fissaggio a un bordo dell'elemento in calcestruzzo:

$$\psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{1,5 \cdot h_{ef}} \leq 1$$

, dove:

$$c =$$

290 mm – distanza minima dall'ancoraggio al bordo

$$h_{ef} =$$

180 mm – profondità dell'ancoraggio

$$\psi_{re,N} = 1,00$$

– parametro che tiene conto del fenomeno dello spalling del guscio:

$$\psi_{re,N} = 0,5 + \frac{h_{emb}}{200} \leq 1$$

, dove:

$$h_{emb} =$$

180 mm – lunghezza dell'ancoraggio incorporata nel calcestruzzo

$$\psi_{ec,N} = 0,94$$

– fattore di modifica per gruppi di ancoraggi caricati eccentricamente a trazione:

$$\psi_{ec,N} = \psi_{ecx,N} \cdot \psi_{ecy,N}$$

, dove:

$$\psi_{ecx,N} = \frac{1}{1 + \frac{2e_{x,N}}{3h_{ef}}} =$$

0,98 – fattore di modifica che dipende dall'eccentricità nella direzione x

$$e_{x,N} =$$

5 mm – eccentricità del carico a trazione nella direzione x

$$\psi_{ecy,N} = \frac{1}{1 + \frac{2e_{y,N}}{3h_{ef}}} =$$

0,96 – fattore di modifica che dipende dall'eccentricità nella direzione y

$$e_{y,N} =$$

12 mm – eccentricità del carico a trazione nella direzione y

$$h_{ef} =$$

180 mm – profondità dell'ancoraggio

$$\psi_{M,N} = 1,55$$

– parametro che tiene conto dell'effetto di una forza di compressione tra il dispositivo di fissaggio e il calcestruzzo; questo parametro è uguale a 1 se $c < 1.5h_{ef}$ o il rapporto tra la forza di compressione (inclusa la compressione dovuta alla flessione) e la somma delle forze di trazione negli ancoraggi è inferiore a 0.8

$$\psi_{M,N} = 2 - \frac{2z}{3 \cdot h_{ef}} \geq 1$$

, dove:

$$z =$$

123 mm – braccio della leva interno

$$h_{ef} =$$

180 mm – profondità dell'ancoraggio

$$\gamma_{Mc} = 1,80$$

– coefficiente di sicurezza per calcestruzzo

Resistenza a taglio (EN 1992-4 – Cl. 7.2.2.3.1)

$$V_{Rd,s} = \frac{V_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}} = 27,0 \text{ kN} \geq V_{Ed} = 1,7 \text{ kN}$$

$$V_{Rk,s} = k_7 \cdot V_{Rk,s}^0 = 33,7 \text{ kN}$$

Dove:

$$k_7 = 1,00 \quad \text{-- coefficiente di duttilità dell'acciaio dell'ancoraggio}$$

$$k_7 = \begin{cases} 0,8, & A < 0,08 \\ 1,0, & A \geq 0,08 \end{cases}$$

, dove:

$$A =$$

0,12 – allungamento della classe del bullone al rottura

$$V_{Rk,s}^0 = 33,7 \text{ kN} \quad \text{-- la resistenza caratteristica a taglio}$$

$$V_{Rk,s}^0 = k_6 \cdot A_s \cdot f_{uk}$$

, dove:

$$k_6 =$$

0,50 – coefficiente per resistenza all'ancoraggio a taglio

$$A_s =$$

84 mm² – area soggetta alla trazione

$$f_{uk} =$$

800,0 MPa – resistenza alla rottura specificata dell'acciaio dell'ancoraggio

$$\gamma_{Ms} = 1,25 \quad \text{-- coefficiente di sicurezza per acciaio}$$

Resistenza rottura del bordo di calcestruzzo (EN 1992-4 – Cl. 7.2.2.5)

La verifica viene eseguita per un gruppo di ancoraggi che formano i coni di rottura a taglio: A5, A6, A7, A8

$$V_{Rd,c} = \frac{V_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}} = 59,6 \text{ kN} \geq V_{Ed,g} = 7,3 \text{ kN}$$

$$V_{Rk,c} = V_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,v}}{A_{c,v}^0} \cdot \psi_{s,v} \cdot \psi_{h,v} \cdot \psi_{ec,v} = 89,4 \text{ kN}$$

Dove:

$$V_{Ed,g} = 7,3 \text{ kN} \quad \text{-- somma delle forze a taglio degli ancoraggi su piastra di base comune}$$

$$V_{Rk,c}^0 = 63,6 \text{ kN} \quad \text{-- valore iniziale della resistenza caratteristica a taglio del fissaggio}$$

$$V_{Rk,c}^0 = k_9 \cdot d_{nom}^\alpha \cdot l_f^\beta \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot c_1^{1,5}$$

, dove:

$$k_9 =$$

1,70 – parametro che tiene conto dello stato del calcestruzzo

$$d_{nom} =$$

12 mm – diametro ancoraggio

$$\alpha = 0,1 \cdot \left(\frac{l_f}{c_1}\right)^{0,5} =$$

0,08 – fattore

$$l_f = \min(h_{ef}, 12 \cdot d) =$$

144 mm – parametro relativo alla lunghezza del fissaggio, dove:

$$h_{ef} =$$

180 mm – lunghezza dell'ancoraggio incorporata nel calcestruzzo

$$d_{nom} =$$

12 mm – diametro ancoraggio

$$\beta = 0,1 \cdot \left(\frac{d_{nom}}{c_1}\right)^{0,2} =$$

0,05 – fattore

$$f_{ck} =$$

35,0 MPa – resistenza a compressione del calcestruzzo

$$c_1 =$$

252 mm

$$\leq \max\left(\frac{h}{1,5}, \frac{c_{1,max}}{1,5}, \frac{s}{3}\right)$$

– distanza dal bordo del fissaggio nella direzione 1 verso il bordo nella direzione di carico

$$A_{c,V} = 159200 \text{ mm}^2 \quad \text{– area effettiva del corpo di break-out di calcestruzzo idealizzato}$$

$$A_{c,V}^0 = 285768 \text{ mm}^2 \quad \text{– riferimento area proiettata del cono di rottura}$$

$$A_{c,V}^0 = 4,5 \cdot c_1^2$$

, dove:

$$c_1 =$$

252 mm

$$\leq \max\left(\frac{h}{1,5}, \frac{c_{2,max}}{1,5}, \frac{s}{3}\right)$$

– distanza dal bordo del fissaggio nella direzione 1 verso il bordo nella direzione di carico

$$\psi_{s,V} = 0,92 \quad \text{– parametro relativo alla distribuzione delle tensioni nel calcestruzzo a causa della vicinanza del fissaggio a un bordo dell'elemento in calcestruzzo:}$$

$$\psi_{s,V} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c_1}{1,5 \cdot c_1} \leq 1$$

, dove:

$$c_1 =$$

252 mm

$$\leq \max\left(\frac{h}{1,5}, \frac{c_{2,max}}{1,5}, \frac{s}{3}\right)$$

– distanza dal bordo del fissaggio nella direzione 1 verso il bordo nella direzione di carico

$$c_2 =$$

278 mm – distanza dal bordo del fissaggio perpendicolare alla direzione 1 che è la più piccola distanza dal bordo in un elemento stretto con più bordi

$$h =$$

200 mm – spessore dell'elemento in calcestruzzo

$$c_{2,max} =$$

378 mm – maggiore delle due distanze dai bordi parallele alla direzione di carico

$$s =$$

50 mm – distanza massima nella direzione 2 tra gli elementi di fissaggio entro un gruppo

$$\psi_{h,V} = 1,37 \quad \text{– fattore di modifica per gli ancoraggi posizionati in un elemento di calcestruzzo ribassato:}$$

$$\psi_{h,V} = \left(\frac{1,5 \cdot c_1}{h}\right)^{0,5} \geq 1$$

, dove:

$$h =$$

200 mm – spessore dell'elemento in calcestruzzo

$$c_1 =$$

252 mm

$$\leq \max\left(\frac{h}{1,5}, \frac{c_{2,max}}{1,5}, \frac{s}{3}\right)$$

– distanza dal bordo del fissaggio nella direzione 1 verso il bordo nella direzione di carico

$$\psi_{ec,V} = 1,00 \quad \text{– fattore di modifica per gruppi di ancoraggi caricati eccentricamente a taglio:}$$

$$\psi_{ec,V} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot e_V}{3 \cdot c_1}} \leq 1$$

, dove:

$$e_V =$$

0 mm – eccentricità carico a taglio

$$c_1 =$$

252 mm

$$\leq \max\left(\frac{h}{1,5}, \frac{c_{2,max}}{1,5}, \frac{s}{3}\right)$$

– distanza dal bordo del fissaggio nella direzione 1 verso il bordo nella direzione di carico

$$\psi_{\alpha,V} = 1,99 \quad \text{– fattore di modifica per gli ancoraggi caricati a un angolo con il bordo di calcestruzzo}$$

$$\psi_{\alpha,V} = \sqrt{\frac{1}{(\cos \alpha_V)^2 + (0,5 \cdot \sin \alpha_V)^2}} \geq 1$$

, dove:

$$\alpha_V =$$

87,3° – angolo tra il carico agente sul fissaggio o gruppo di fissaggi e la direzione perpendicolare al bordo libero considerato

$$\psi_{\gamma\varepsilon,V} = 1,00 \quad \text{– parametro che tiene conto dell'effetto dello spalling del guscio, non si presume nessuna armatura o staffe nel bordo}$$

$$\gamma_{Mc} = 1,50 \quad - \text{coefficiente di sicurezza per calcestruzzo}$$

Resistenza a pryout del calcestruzzo (EN 1992-4 – Cl. 7.2.2.4)

La verifica viene eseguita per un gruppo di ancoraggi sulla piastra di base comune

$$V_{Rd,cp} = \frac{V_{Rk,cp}}{\gamma_{Mc}} = 205,2 \text{ kN} \geq V_{Ed,g} = 14,6 \text{ kN}$$

$$V_{Rk,cp} = k_8 \cdot 307,8 \text{ kN}$$

Dove:

$$k_8 = 2,00 \quad - \text{fattore che tiene conto della profondità di infissione del fissaggio}$$

$$N_{Rk,c} = 153,9 \text{ kN} \quad - \text{rottura conica caratteristica del calcestruzzo di un fissaggio o di un gruppo di fissaggi; si presume che tutti gli ancoraggi siano in trazione}$$

$$\gamma_{Mc} = 1,50 \quad - \text{coefficiente di sicurezza per calcestruzzo}$$

Interazione delle forze di trazione e taglio nell'acciaio (EN 1992-4 – Tab. 7.3)

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,t}} \right)^2 + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,s}} \leq 1,0$$

Dove:

$$N_{Ed} = 10,7 \text{ kN} \quad - \text{forza di trazione di progetto}$$

$$N_{Rd,t} = 38,2 \text{ kN} \quad - \text{resistenza alla trazione del fissaggio}$$

$$V_{Ed} = 1,7 \text{ kN} \quad - \text{sforzo di taglio di progetto}$$

$$V_{Rd,s} = 27,0 \text{ kN} \quad - \text{resistenza al taglio del fissaggio}$$

Interazione delle forze di trazione e taglio nel calcestruzzo (EN 1992-4 – Tab. 7.3)

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,t}} \right)^{1,5} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,s}} \leq 1,0$$

Dove:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,t}} \quad - \text{il valore di utilizzo più grande per le modalità di rottura per trazione}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,s}} \quad - \text{il valore di utilizzo più grande per le modalità di rottura per taglio}$$

$$\frac{N_{Ed,g}}{N_{Rd,t}} = 28\% \quad - \text{rottura del cono di calcestruzzo dell'ancoraggio a trazione}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,p}} = 0\% \quad - \text{rottura a pullout del calcestruzzo}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,cb}} = 0\% \quad - \text{rottura a blowout del calcestruzzo}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,s}} = 12\% \quad - \text{rottura del bordo del calcestruzzo}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,cb}} = 7\% \quad - \text{rottura a pryout del calcestruzzo}$$

Risultati dettagliati per A6

Resistenza a trazione dell'ancoraggio (EN 1992-4 – Cl. 7.2.1.3)

$$N_{Rd,t} = \frac{N_{Rk,t}}{\gamma_{Mt}} = 38,2 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 1,9 \text{ kN}$$

$$N_{Rk,t} = c \cdot A_s \cdot f_{uk} = 57,3 \text{ kN}$$

Dove:

$$c = 0,85 \quad - \text{fattore di riduzione per taglio filettatura}$$

$$A_s = 84 \text{ mm}^2 \quad - \text{area soggetta alla trazione}$$

$$f_{uk} = 800,0 \text{ MPa} \quad - \text{resistenza alla trazione minima del bullone}$$

$$\gamma_{Mt} = 1,50 \quad - \text{coefficiente di sicurezza per acciaio}$$

$$\gamma_{Ms} = 1,2 \cdot \frac{f_{uk}}{f_{yk}} \geq 1,4$$

, dove:

$$f_{yk} =$$

640,0 MPa – tensione di snervamento minima del bullone

Resistenza a rottura conica del calcestruzzo dell'ancoraggio a trazione (EN 1992-4 – Cl. 7.2.1.4)

La verifica viene eseguita per un gruppo di ancoraggi che formano i coni di rottura a trazione comuni: A5, A6, A9, A10

$$\frac{N_{Rd,c}}{N_{s,d}} = 105,7 \text{ kN} \geq N_{Ed,g} = 30,6 \text{ kN}$$

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{M,N} = 190,2 \text{ kN}$$

Dove:

$$N_{Ed,g} = 30,6 \text{ kN} \quad \text{– somma delle forze di trazione degli ancoraggi con area del cono di rottura del calcestruzzo comune}$$

$$N_{Rk,c}^0 = 110,0 \text{ kN} \quad \text{– resistenza caratteristica di un fissaggio a distanza dagli effetti dei fissaggi e bordi adiacenti dell'elemento in calcestruzzo}$$

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_c} \cdot h_{ef}^{1,5}$$

, dove:

$$k_1 =$$

7,70 – parametro che tiene conto del tipo di ancoraggio e della condizione del calcestruzzo

$$f_c =$$

35,0 MPa – resistenza a compressione del calcestruzzo

$$h_{ef} = \min(h_{emb}, \max(\frac{c_{a,max}}{1,5}, \frac{s_{max}}{3})) =$$

180 mm – profondità dell'ancoraggio, dove:

$$h_{emb} =$$

180 mm – lunghezza dell'ancoraggio incorporata nel calcestruzzo

$$c_{a,max} =$$

378 mm – distanza massima dall'ancoraggio a uno dei tre bordi più vicini

$$s_{max} =$$

60 mm – spaziatura massima tra ancoraggi

$$A_{c,N} = 348000 \text{ mm}^2 \quad \text{– area del cono di rottura del calcestruzzo per gruppo di ancoraggi}$$

$$A_{c,N}^0 = 291600 \text{ mm}^2 \quad \text{– area del cono di rottura di calcestruzzo per ancoraggio singolo non influenzato dai bordi}$$

$$A_{c,N}^0 = (3 \cdot h_{ef})^2$$

, dove:

$$h_{ef} =$$

180 mm – profondità dell'ancoraggio

$$\psi_{s,N} = 1,00 \quad \text{– parametro relativo alla distribuzione delle tensioni nel calcestruzzo a causa della vicinanza del fissaggio a un bordo dell'elemento in calcestruzzo:}$$

$$\psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{1,5 \cdot h_{ef}} \leq 1$$

, dove:

$$c =$$

290 mm – distanza minima dall'ancoraggio al bordo

$$h_{ef} =$$

180 mm – profondità dell'ancoraggio

$$\psi_{re,N} = 1,00 \quad \text{– parametro che tiene conto del fenomeno dello spalling del guscio:}$$

$$\psi_{re,N} = 0,5 + \frac{h_{emb}}{200} \leq 1$$

, dove:

$$h_{emb} =$$

180 mm – lunghezza dell'ancoraggio incorporata nel calcestruzzo

$$\psi_{ec,N} = 0,94 \quad \text{– fattore di modifica per gruppi di ancoraggi caricati eccentricamente a trazione:}$$

$$\psi_{ec,N} = \psi_{ecx,N} \cdot \psi_{ecy,N}$$

, dove:

$$\psi_{ecx,N} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot e_{x,N}}{3 \cdot h_{ef}}} =$$

0,98 – fattore di modifica che dipende dall'eccentricità nella direzione x

$$e_{x,N} =$$

5 mm – eccentricità del carico a trazione nella direzione x

$$\psi_{ecy,N} = \frac{1}{1 + \frac{2e_{y,N}}{3h_{ef}}} =$$

0,96 – fattore di modifica che dipende dall'eccentricità nella direzione y

$$e_{y,N} =$$

12 mm – eccentricità del carico a trazione nella direzione y

$$h_{ef} =$$

180 mm – profondità dell'ancoraggio

$$\psi_{M,N} = 1,55$$

– parametro che tiene conto dell'effetto di una forza di compressione tra il dispositivo di fissaggio e il calcestruzzo; questo parametro è uguale a 1 se $c < 1.5h_{ef}$ o il rapporto tra la forza di compressione (inclusa la compressione dovuta alla flessione) e la somma delle forze di trazione negli ancoraggi è inferiore a 0.8

$$\psi_{M,N} = 2 - \frac{2z}{3 \cdot h_{ef}} \geq 1$$

, dove:

$$z =$$

123 mm – braccio della leva interno

$$h_{ef} =$$

180 mm – profondità dell'ancoraggio

$$\gamma_{Mc} = 1,80$$

– coefficiente di sicurezza per calcestruzzo

Resistenza a taglio (EN 1992-4 – Cl. 7.2.2.3.1)

$$\frac{V_{Rd,s}}{V_{s,s}} = 27,0 \text{ kN} \geq V_{Ed} = 1,8 \text{ kN}$$

$$V_{Rk,s} = k_7 \cdot V_{Rk,s}^0 = 33,7 \text{ kN}$$

Dove:

$$k_7 = 1,00$$

– coefficiente di duttilità dell'acciaio dell'ancoraggio

$$k_7 = \begin{cases} 0,8, & A < 0,08 \\ 1,0, & A \geq 0,08 \end{cases}$$

, dove:

$$A =$$

0,12 – allungamento della classe del bullone al rottura

$$V_{Rk,s}^0 = 33,7 \text{ kN}$$

– la resistenza caratteristica a taglio

$$V_{Rk,s}^0 = k_8 \cdot A_s \cdot f_{uk}$$

, dove:

$$k_8 =$$

0,50 – coefficiente per resistenza all'ancoraggio a taglio

$$A_s =$$

84 mm² – area soggetta alla trazione

$$f_{uk} =$$

800,0 MPa – resistenza alla rottura specificata dell'acciaio dell'ancoraggio

$$\gamma_{Ms} = 1,25$$

– coefficiente di sicurezza per acciaio

Resistenza rottura del bordo di calcestruzzo (EN 1992-4 – Cl. 7.2.2.5)

La verifica viene eseguita per un gruppo di ancoraggi che formano i coni di rottura a taglio: A5, A6, A7, A8

$$V_{Rd,c} = \frac{V_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}} = 59,6 \text{ kN} \geq V_{Ed,g} = 7,3 \text{ kN}$$

$$V_{Rk,c} = V_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{s,V}}{A_{s,V}^0} \cdot \psi_{s,V} \cdot \psi_{h,V} \cdot \psi_{ec,V} \cdot 89,4 \text{ kN}$$

Dove:

$$V_{Ed,g} = 7,3 \text{ kN}$$

– somma delle forze a taglio degli ancoraggi su piastra di base comune

$$V_{Rk,c}^0 = 63,6 \text{ kN}$$

– valore iniziale della resistenza caratteristica a taglio del fissaggio

$$V_{Rk,c}^0 = k_9 \cdot a_{nom}^{\alpha} \cdot l_f^{\beta} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot c_1^{1,5}$$

, dove:

$$k_9 =$$

1,70 – parametro che tiene conto dello stato del calcestruzzo

$$d_{nom} =$$

12 mm – diametro ancoraggio

$$\alpha = 0,1 \cdot \left(\frac{l_f}{c_1}\right)^{0,5} =$$

0,08 – fattore

$$l_f = \min(h_{ef}, 12 \cdot d) =$$

144 mm – parametro relativo alla lunghezza del fissaggio, dove:

$$h_{ef} =$$

180 mm – lunghezza dell'ancoraggio incorporata nel calcestruzzo

$$d_{nom} =$$

12 mm – diametro ancoraggio

$$\beta = 0,1 \cdot \left(\frac{d_{max}}{c_1}\right)^{0,2} =$$

0,05 – fattore

$$f_{ck} =$$

35,0 MPa – resistenza a compressione del calcestruzzo

$$c_1 =$$

252 mm

$$\leq \max\left(\frac{h}{1,5}, \frac{c_{2,max}}{1,5}, \frac{s}{3}\right)$$

– distanza dal bordo del fissaggio nella direzione 1 verso il bordo nella direzione di carico

$$A_{c,V} = 159200 \text{ mm}^2 \quad \text{– area effettiva del corpo di break-out di calcestruzzo idealizzato}$$

$$A_{c,V}^0 = 285768 \text{ mm}^2 \quad \text{– riferimento area proiettata del cono di rottura}$$

$$A_{c,V}^0 = 4,5 \cdot c_1^2$$

, dove:

$$c_1 =$$

252 mm

$$\leq \max\left(\frac{h}{1,5}, \frac{c_{2,max}}{1,5}, \frac{s}{3}\right)$$

– distanza dal bordo del fissaggio nella direzione 1 verso il bordo nella direzione di carico

$$\psi_{s,V} = 0,92$$

– parametro relativo alla distribuzione delle tensioni nel calcestruzzo a causa della vicinanza del fissaggio a un bordo dell'elemento in calcestruzzo:

$$\psi_{s,V} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c_1}{1,5 \cdot c_1} \leq 1$$

, dove:

$$c_1 =$$

252 mm

$$\leq \max\left(\frac{h}{1,5}, \frac{c_{2,max}}{1,5}, \frac{s}{3}\right)$$

– distanza dal bordo del fissaggio nella direzione 1 verso il bordo nella direzione di carico

$$c_2 =$$

278 mm – distanza dal bordo del fissaggio perpendicolare alla direzione 1 che è la più piccola distanza dal bordo in un elemento stretto con più bordi

$$h =$$

200 mm – spessore dell'elemento in calcestruzzo

$$c_{2,max} =$$

378 mm – maggiore delle due distanze dai bordi parallele alla direzione di carico

$$s =$$

50 mm – distanza massima nella direzione 2 tra gli elementi di fissaggio entro un gruppo

$$\psi_{h,V} = 1,37$$

– fattore di modifica per gli ancoraggi posizionati in un elemento di calcestruzzo ribassato:

$$\psi_{h,V} = \left(\frac{1,5 \cdot c_1}{h}\right)^{0,5} \geq 1$$

, dove:

$$h =$$

200 mm – spessore dell'elemento in calcestruzzo

$$c_1 =$$

252 mm

$$\leq \max\left(\frac{h}{1,5}, \frac{c_{2,max}}{1,5}, \frac{s}{3}\right)$$

– distanza dal bordo del fissaggio nella direzione 1 verso il bordo nella direzione di carico

$$\psi_{ec,V} = 1,00$$

– fattore di modifica per gruppi di ancoraggi caricati eccentricamente a taglio:

$$\psi_{ec,V} = \frac{1}{1 + \frac{2e_V}{3c_1}} \leq 1$$

, dove:

$$e_V =$$

0 mm – eccentricità carico a taglio

$$c_1 =$$

252 mm

$$\leq \max\left(\frac{h}{1,5}, \frac{c_{1,max}}{1,5}, \frac{s}{3}\right)$$

– distanza dal bordo del fissaggio nella direzione 1 verso il bordo nella direzione di carico

$$\psi_{\alpha,V} = 1,99$$

– fattore di modifica per gli ancoraggi caricati a un angolo con il bordo di calcestruzzo

$$\psi_{\alpha,V} = \sqrt{\frac{1}{(\cos \alpha_V)^2 + (0,5 \cdot \sin \alpha_V)^2}} \geq 1$$

, dove:

$$\alpha_V =$$

87,3° – angolo tra il carico agente sul fissaggio o gruppo di fissaggi e la direzione perpendicolare al bordo libero considerato

$$\psi_{re,V} = 1,00$$

– parametro che tiene conto dell'effetto dello spalling del guscio, non si presume nessuna armatura o staffe nel bordo

$$\gamma_{Mc} = 1,50$$

– coefficiente di sicurezza per calcestruzzo

Resistenza a pryout del calcestruzzo (EN 1992-4 – Cl. 7.2.2.4)

La verifica viene eseguita per un gruppo di ancoraggi sulla piastra di base comune

$$V_{Rd,cp} = \frac{V_{Rk,cp}}{\gamma_{Mc}} = 205,2 \text{ kN} \geq V_{Ed,g} = 14,6 \text{ kN}$$

$$V_{Rk,cp} = k_8 \cdot 307,8 \text{ kN}$$

Dove:

$$k_8 = 2,00$$

– fattore che tiene conto della profondità di infissione del fissaggio

$$N_{Rk,c} = 153,9 \text{ kN}$$

– rottura conica caratteristica del calcestruzzo di un fissaggio o di un gruppo di fissaggi; si presume che tutti gli ancoraggi siano in trazione

$$\gamma_{Mc} = 1,50$$

– coefficiente di sicurezza per calcestruzzo

Interazione delle forze di trazione e taglio nell'acciaio (EN 1992-4 – Tab. 7.3)

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,t}}\right)^2 + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,t}} \leq 1,0$$

Dove:

$$N_{Ed} = 1,9 \text{ kN} \quad \text{– forza di trazione di progetto}$$

$$N_{Rd,t} = 38,2 \text{ kN} \quad \text{– resistenza alla trazione del fissaggio}$$

$$V_{Ed} = 1,8 \text{ kN} \quad \text{– sforzo di taglio di progetto}$$

$$V_{Rd,t} = 27,0 \text{ kN} \quad \text{– resistenza al taglio del fissaggio}$$

Interazione delle forze di trazione e taglio nel calcestruzzo (EN 1992-4 – Tab. 7.3)

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,t}}\right)^{1,5} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,t}} \leq 1,0$$

Dove:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,t}} \quad \text{– il valore di utilizzo più grande per le modalità di rottura per trazione}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,t}} \quad \text{– il valore di utilizzo più grande per le modalità di rottura per taglio}$$

$$\frac{N_{Ed,g}}{N_{Rd,t}} = 28\% \quad \text{– rottura del cono di calcestruzzo dell'ancoraggio a trazione}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,p}} = 0\% \quad \text{– rottura a pullout del calcestruzzo}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,cb}} = 0\% \quad \text{– rottura a blowout del calcestruzzo}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,s}} = 12\% \quad - \text{rottura del bordo del calcestruzzo}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,cb}} = 7\% \quad - \text{rottura a pryout del calcestruzzo}$$

Risultati dettagliati per A7

Resistenza a trazione dell'ancoraggio (EN 1992-4 – Cl. 7.2.1.3)

$$N_{Rd,s} = \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}} = 38,2 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 0,0 \text{ kN}$$

$$N_{Rk,s} = c \cdot A_s \cdot f_{uk} = 57,3 \text{ kN}$$

Dove:

$$c = 0,85 \quad - \text{fattore di riduzione per taglio filettatura}$$

$$A_s = 84 \text{ mm}^2 \quad - \text{area soggetta alla trazione}$$

$$f_{uk} = 800,0 \text{ MPa} \quad - \text{resistenza alla trazione minima del bullone}$$

$$\gamma_{Ms} = 1,50 \quad - \text{coefficiente di sicurezza per acciaio}$$

$$\gamma_{Ms} = 1,2 \cdot \frac{f_{yk}}{f_{yk}} \geq 1,4$$

, dove:

$$f_{yk} =$$

640,0 MPa – tensione di snervamento minima del bullone

Resistenza a taglio (EN 1992-4 – Cl. 7.2.2.3.1)

$$\frac{V_{Rd,s}}{V_{Ed}} = 27,0 \text{ kN} \geq V_{Ed} = 1,9 \text{ kN}$$

$$V_{Rk,s} = k_7 \cdot V_{Rk,s}^0 = 33,7 \text{ kN}$$

Dove:

$$k_7 = 1,00 \quad - \text{coefficiente di duttilità dell'acciaio dell'ancoraggio}$$

$$k_7 = \begin{cases} 0,8, & A < 0,08 \\ 1,0, & A \geq 0,08 \end{cases}$$

, dove:

$$A =$$

0,12 – allungamento della classe del bullone al rottura

$$V_{Rk,s}^0 = 33,7 \text{ kN} \quad - \text{la resistenza caratteristica a taglio}$$

$$V_{Rk,s}^0 = k_6 \cdot A_s \cdot f_{uk}$$

, dove:

$$k_6 =$$

0,50 – coefficiente per resistenza all'ancoraggio a taglio

$$A_s =$$

84 mm² – area soggetta alla trazione

$$f_{uk} =$$

800,0 MPa – resistenza alla rottura specificata dell'acciaio dell'ancoraggio

$$\gamma_{Ms} = 1,25 \quad - \text{coefficiente di sicurezza per acciaio}$$

Resistenza rottura del bordo di calcestruzzo (EN 1992-4 – Cl. 7.2.2.5)

La verifica viene eseguita per un gruppo di ancoraggi che formano i coni di rottura a taglio: A5, A6, A7, A8

$$V_{Rd,c} = \frac{V_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}} = 59,6 \text{ kN} \geq V_{Ed,g} = 7,3 \text{ kN}$$

$$V_{Rk,c} = V_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{s,V}}{A_{s,V}^0} \cdot \psi_{s,V} \cdot \psi_{h,V} \cdot \psi_{ec,V} \cdot 89,4 \text{ kN}$$

Dove:

$$V_{Ed,g} = 7,3 \text{ kN} \quad - \text{somma delle forze a taglio degli ancoraggi su piastra di base comune}$$

$$V_{Rk,c}^0 = 63,6 \text{ kN} \quad - \text{valore iniziale della resistenza caratteristica a taglio del fissaggio}$$

$$V_{Rk,c}^0 = k_G \cdot \alpha_{nom}^{\alpha} \cdot l_f^{\beta} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot c_1^{1,5}$$

, dove:

$$k_G =$$

1,70 – parametro che tiene conto dello stato del calcestruzzo

$$\alpha_{nom} =$$

12 mm – diametro ancoraggio

$$\alpha = 0,1 \cdot \left(\frac{l_f}{c_1}\right)^{0,5} =$$

0,08 – fattore

$$l_f = \min(h_{ef}, 12 \cdot d) =$$

144 mm – parametro relativo alla lunghezza del fissaggio, dove:

$$h_{ef} =$$

180 mm – lunghezza dell'ancoraggio incorporata nel calcestruzzo

$$\alpha_{nom} =$$

12 mm – diametro ancoraggio

$$\beta = 0,1 \cdot \left(\frac{d_{max}}{c_1}\right)^{0,2} =$$

0,05 – fattore

$$f_{ck} =$$

35,0 MPa – resistenza a compressione del calcestruzzo

$$c_1 =$$

252 mm

$$\leq \max\left(\frac{h}{1,5}, \frac{c_{2,max}}{1,5}, \frac{s}{3}\right)$$

– distanza dal bordo del fissaggio nella direzione 1 verso il bordo nella direzione di carico

$$A_{c,V} = 159200 \text{ mm}^2 \quad \text{– area effettiva del corpo di break-out di calcestruzzo idealizzato}$$

$$A_{c,V}^0 = 285768 \text{ mm}^2 \quad \text{– riferimento area proiettata del cono di rottura}$$

$$A_{c,V}^0 = 4,5 \cdot c_1^2$$

, dove:

$$c_1 =$$

252 mm

$$\leq \max\left(\frac{h}{1,5}, \frac{c_{2,max}}{1,5}, \frac{s}{3}\right)$$

– distanza dal bordo del fissaggio nella direzione 1 verso il bordo nella direzione di carico

$$\psi_{s,V} = 0,92 \quad \text{– parametro relativo alla distribuzione delle tensioni nel calcestruzzo a causa della vicinanza del fissaggio a un bordo dell'elemento in calcestruzzo:}$$

$$\psi_{s,V} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c_2}{1,5 \cdot c_1} \leq 1$$

, dove:

$$c_1 =$$

252 mm

$$\leq \max\left(\frac{h}{1,5}, \frac{c_{2,max}}{1,5}, \frac{s}{3}\right)$$

– distanza dal bordo del fissaggio nella direzione 1 verso il bordo nella direzione di carico

$$c_2 =$$

278 mm – distanza dal bordo del fissaggio perpendicolare alla direzione 1 che è la più piccola distanza dal bordo in un elemento stretto con più bordi

$$h =$$

200 mm – spessore dell'elemento in calcestruzzo

$$c_{2,max} =$$

378 mm – maggiore delle due distanze dai bordi parallele alla direzione di carico

$$s =$$

50 mm – distanza massima nella direzione 2 tra gli elementi di fissaggio entro un gruppo

$$\psi_{h,V} = 1,37 \quad \text{– fattore di modifica per gli ancoraggi posizionati in un elemento di calcestruzzo ribassato:}$$

$$\psi_{h,V} = \left(\frac{1,5 \cdot c_1}{h}\right)^{0,5} \geq 1$$

, dove:

$$h =$$

200 mm – spessore dell'elemento in calcestruzzo

$$c_1 = 252 \text{ mm} \\ \leq \max\left(\frac{h}{1,5}, \frac{c_{2,max}}{1,5}, \frac{s}{3}\right)$$

– distanza dal bordo del fissaggio nella direzione 1 verso il bordo nella direzione di carico

$$\psi_{ec,V} = 1,00 \quad \text{– fattore di modifica per gruppi di ancoraggi caricati eccentricamente a taglio:}$$

$$\psi_{ec,V} = \frac{1}{1 + \frac{2e_V}{3c_1}} \leq 1$$

, dove:

$$e_V =$$

0 mm – eccentricità carico a taglio

$$c_1 =$$

252 mm

$$\leq \max\left(\frac{h}{1,5}, \frac{c_{2,max}}{1,5}, \frac{s}{3}\right)$$

– distanza dal bordo del fissaggio nella direzione 1 verso il bordo nella direzione di carico

$$\psi_{a,V} = 1,99 \quad \text{– fattore di modifica per gli ancoraggi caricati a un angolo con il bordo di calcestruzzo}$$

$$\psi_{a,V} = \sqrt{\frac{1}{(\cos \alpha_V)^2 + (0,5 \cdot \sin \alpha_V)^2}} \geq 1$$

, dove:

$$\alpha_V =$$

87,3° – angolo tra il carico agente sul fissaggio o gruppo di fissaggi e la direzione perpendicolare al bordo libero considerato

$$\psi_{re,V} = 1,00 \quad \text{– parametro che tiene conto dell'effetto dello spalling del guscio, non si presume nessuna armatura o staffe nel bordo}$$

$$\gamma_{Mc} = 1,50 \quad \text{– coefficiente di sicurezza per calcestruzzo}$$

Resistenza a pryout del calcestruzzo (EN 1992-4 – Cl. 7.2.2.4)

La verifica viene eseguita per un gruppo di ancoraggi sulla piastra di base comune

$$V_{Rd,cp} = \frac{V_{Rk,cp}}{\gamma_{Mc}} = 205,2 \text{ kN} \geq V_{Ed,g} = 14,6 \text{ kN}$$

$$V_{Rk,cp} = k_8 \cdot 307,8 \text{ kN}$$

Dove:

$$k_8 = 2,00 \quad \text{– fattore che tiene conto della profondità di infissione del fissaggio}$$

$$N_{Rk,c} = 153,9 \text{ kN} \quad \text{– rottura conica caratteristica del calcestruzzo di un fissaggio o di un gruppo di fissaggi; si presume che tutti gli ancoraggi siano in trazione}$$

$$\gamma_{Mc} = 1,50 \quad \text{– coefficiente di sicurezza per calcestruzzo}$$

Interazione delle forze di trazione e taglio nell'acciaio (EN 1992-4 – Tab. 7.3)

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,s}}\right)^2 + 0,00 \leq 1,0$$

Dove:

$$N_{Ed} = 0,0 \text{ kN} \quad \text{– forza di trazione di progetto}$$

$$N_{Rd,s} = 38,2 \text{ kN} \quad \text{– resistenza alla trazione del fissaggio}$$

$$V_{Ed} = 1,9 \text{ kN} \quad \text{– sforzo di taglio di progetto}$$

$$V_{Rd,s} = 27,0 \text{ kN} \quad \text{– resistenza al taglio del fissaggio}$$

Interazione delle forze di trazione e taglio nel calcestruzzo (EN 1992-4 – Tab. 7.3)

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,t}}\right)^{1,5} + 0,04 \leq 1,0$$

Dove:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,t}} \quad \text{– il valore di utilizzo più grande per le modalità di rottura per trazione}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,t}} \quad \text{– il valore di utilizzo più grande per le modalità di rottura per taglio}$$

$$\frac{N_{Ed,g}}{N_{Rd,s}} = 0\% \quad - \text{rottura del cono di calcestruzzo dell'ancoraggio a trazione}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,p}} = 0\% \quad - \text{rottura a pullout del calcestruzzo}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,cb}} = 0\% \quad - \text{rottura a blowout del calcestruzzo}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,s}} = 12\% \quad - \text{rottura del bordo del calcestruzzo}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,cb}} = 7\% \quad - \text{rottura a pryout del calcestruzzo}$$

Risultati dettagliati per A8

Resistenza a trazione dell'ancoraggio (EN 1992-4 – Cl. 7.2.1.3)

$$N_{Rd,s} = \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}} = 38,2 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 0,0 \text{ kN}$$

$$N_{Rk,s} = c \cdot A_s \cdot f_{uk} = 57,3 \text{ kN}$$

Dove:

$$c = 0,85 \quad - \text{fattore di riduzione per taglio filettatura}$$

$$A_s = 84 \text{ mm}^2 \quad - \text{area soggetta alla trazione}$$

$$f_{uk} = 800,0 \text{ MPa} \quad - \text{resistenza alla trazione minima del bullone}$$

$$\gamma_{Ms} = 1,50 \quad - \text{coefficiente di sicurezza per acciaio}$$

$$\gamma_{Ms} = 1,2 \cdot \frac{f_{uk}}{f_{yk}} \geq 1,4$$

, dove:

$$f_{yk} =$$

640,0 MPa – tensione di snervamento minima del bullone

Resistenza a taglio (EN 1992-4 – Cl. 7.2.2.3.1)

$$\frac{V_{Rd,s}}{V_{Ed}} = 27,0 \text{ kN} \geq V_{Ed} = 2,0 \text{ kN}$$

$$V_{Rk,s} = k_7 \cdot V_{Rk,s}^0 = 33,7 \text{ kN}$$

Dove:

$$k_7 = 1,00 \quad - \text{coefficiente di duttilità dell'acciaio dell'ancoraggio}$$

$$k_7 = \begin{cases} 0,8, & A < 0,08 \\ 1,0, & A \geq 0,08 \end{cases}$$

, dove:

$$A =$$

0,12 – allungamento della classe del bullone al rottura

$$V_{Rk,s}^0 = 33,7 \text{ kN} \quad - \text{la resistenza caratteristica a taglio}$$

$$V_{Rk,s}^0 = k_6 \cdot A_s \cdot f_{uk}$$

, dove:

$$k_6 =$$

0,50 – coefficiente per resistenza all'ancoraggio a taglio

$$A_s =$$

84 mm² – area soggetta alla trazione

$$f_{uk} =$$

800,0 MPa – resistenza alla rottura specificata dell'acciaio dell'ancoraggio

$$\gamma_{Ms} = 1,25 \quad - \text{coefficiente di sicurezza per acciaio}$$

Resistenza rottura del bordo di calcestruzzo (EN 1992-4 – Cl. 7.2.2.5)

La verifica viene eseguita per un gruppo di ancoraggi che formano i coni di rottura a taglio: A8, A12

$$V_{Rd,c} = \frac{V_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}} = 27,2 \text{ kN} \geq V_{Ed,g} = 14,6 \text{ kN}$$

$$V_{Rk,c} = V_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,V}}{A_{c,V}^0} \cdot \psi_{s,V} \cdot \psi_{h,V} \cdot \psi_{ec,V} \quad 40,8 \text{ kN}$$

Dove:

$$V_{Ed,g} = 14,6 \text{ kN} \quad \text{– somma delle forze a taglio degli ancoraggi su piastra di base comune}$$

$$V_{Rk,c}^0 = 44,6 \text{ kN} \quad \text{– valore iniziale della resistenza caratteristica a taglio del fissaggio}$$

$$V_{Rk,c}^0 = k_Q \cdot d_{nom}^\alpha \cdot l_f^\beta \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot c_1^{1,5}$$

, dove:

$$k_Q =$$

1,70 – parametro che tiene conto dello stato del calcestruzzo

$$d_{nom} =$$

12 mm – diametro ancoraggio

$$\alpha = 0,1 \cdot \left(\frac{l_f}{c_1}\right)^{0,5} =$$

0,09 – fattore

$$l_f = \min(h_{ef}, 12 \cdot d) =$$

144 mm – parametro relativo alla lunghezza del fissaggio, dove:

$$h_{ef} =$$

180 mm – lunghezza dell'ancoraggio incorporata nel calcestruzzo

$$d_{nom} =$$

12 mm – diametro ancoraggio

$$\beta = 0,1 \cdot \left(\frac{d_{max}}{c_1}\right)^{0,2} =$$

0,06 – fattore

$$f_{ck} =$$

35,0 MPa – resistenza a compressione del calcestruzzo

$$c_1 =$$

193 mm

$$\leq \max\left(\frac{h}{1,5}, \frac{c_{2,max}}{1,5}, \frac{s}{3}\right)$$

– distanza dal bordo del fissaggio nella direzione 1 verso il bordo nella direzione di carico

$$A_{c,V} = 128000 \text{ mm}^2 \quad \text{– area effettiva del corpo di break-out di calcestruzzo idealizzato}$$

$$A_{c,V}^0 = 168200 \text{ mm}^2 \quad \text{– riferimento area proiettata del cono di rottura}$$

$$A_{c,V}^0 = 4,5 \cdot c_1^2$$

, dove:

$$c_1 =$$

193 mm

$$\leq \max\left(\frac{h}{1,5}, \frac{c_{2,max}}{1,5}, \frac{s}{3}\right)$$

– distanza dal bordo del fissaggio nella direzione 1 verso il bordo nella direzione di carico

$$\psi_{s,V} = 1,00 \quad \text{– parametro relativo alla distribuzione delle tensioni nel calcestruzzo a causa della vicinanza del fissaggio a un bordo dell'elemento in calcestruzzo:}$$

$$\psi_{s,V} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c_1}{1,5 \cdot c_1} \leq 1$$

, dove:

$$c_1 =$$

193 mm

$$\leq \max\left(\frac{h}{1,5}, \frac{c_{2,max}}{1,5}, \frac{s}{3}\right)$$

– distanza dal bordo del fissaggio nella direzione 1 verso il bordo nella direzione di carico

$$c_2 =$$

290 mm – distanza dal bordo del fissaggio perpendicolare alla direzione 1 che è la più piccola distanza dal bordo in un elemento stretto con più bordi

$$h =$$

200 mm – spessore dell'elemento in calcestruzzo

$$c_{2,max} =$$

290 mm – maggiore delle due distanze dai bordi parallele alla direzione di carico

$$s =$$

60 mm – distanza massima nella direzione 2 tra gli elementi di fissaggio entro un gruppo

$$\psi_{h,V} = 1,20$$

– fattore di modifica per gli ancoraggi posizionati in un elemento di calcestruzzo ribassato:

$$\psi_{h,V} = \left(\frac{1,5 \cdot c_1}{h}\right)^{0,5} \geq 1$$

, dove:

$$h =$$

200 mm – spessore dell'elemento in calcestruzzo

$$c_1 =$$

193 mm

$$\leq \max\left(\frac{h}{1,5}, \frac{c_{1,max}}{1,5}, \frac{e}{3}\right)$$

– distanza dal bordo del fissaggio nella direzione 1 verso il bordo nella direzione di carico

$$\psi_{ec,V} = 1,00$$

– fattore di modifica per gruppi di ancoraggi caricati eccentricamente a taglio:

$$\psi_{ec,V} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot e_V}{3 \cdot c_1}} \leq 1$$

, dove:

$$e_V =$$

0 mm – eccentricità carico a taglio

$$c_1 =$$

193 mm

$$\leq \max\left(\frac{h}{1,5}, \frac{c_{1,max}}{1,5}, \frac{e}{3}\right)$$

– distanza dal bordo del fissaggio nella direzione 1 verso il bordo nella direzione di carico

$$\psi_{\alpha,V} = 1,00$$

– fattore di modifica per gli ancoraggi caricati a un angolo con il bordo di calcestruzzo

$$\psi_{\alpha,V} = \sqrt{\frac{1}{(\cos \alpha_V)^2 + (0,5 \cdot \sin \alpha_V)^2}} \geq 1$$

, dove:

$$\alpha_V =$$

0,3° – angolo tra il carico agente sul fissaggio o gruppo di fissaggi e la direzione perpendicolare al bordo libero considerato

$$\psi_{rs,V} = 1,00$$

– parametro che tiene conto dell'effetto dello spalling del guscio, non si presume nessuna armatura o staffe nel bordo

$$\gamma_{Mc} = 1,50$$

– coefficiente di sicurezza per calcestruzzo

Resistenza a pryout del calcestruzzo (EN 1992-4 – Cl. 7.2.2.4)

La verifica viene eseguita per un gruppo di ancoraggi sulla piastra di base comune

$$V_{Rd,cp} = \frac{V_{Rk,sp}}{\gamma_{Mc}} = 205,2 \text{ kN} \geq V_{Ed,g} = 14,6 \text{ kN}$$

$$V_{Rk,cp} = k_8 \cdot 307,8 \text{ kN}$$

Dove:

$$k_8 = 2,00$$

– fattore che tiene conto della profondità di infissione del fissaggio

$$N_{Rk,c} = 153,9 \text{ kN}$$

– rottura conica caratteristica del calcestruzzo di un fissaggio o di un gruppo di fissaggi; si presume che tutti gli ancoraggi siano in trazione

$$\gamma_{Mc} = 1,50$$

– coefficiente di sicurezza per calcestruzzo

Interazione delle forze di trazione e taglio nell'acciaio (EN 1992-4 – Tab. 7.3)

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,t}}\right)^2 + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,t}} \leq 1,0$$

Dove:

$$N_{Ed} = 0,0 \text{ kN}$$

– forza di trazione di progetto

$$N_{Rd,t} = 38,2 \text{ kN}$$

– resistenza alla trazione del fissaggio

$$V_{Ed} = 2,0 \text{ kN}$$

– sforzo di taglio di progetto

$$V_{Rd,t} = 27,0 \text{ kN}$$

– resistenza al taglio del fissaggio

Interazione delle forze di trazione e taglio nel calcestruzzo (EN 1992-4 – Tab. 7.3)

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,t}}\right)^{1,5} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,t}} \leq 1,0$$

Dove:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,t}} \quad \text{– il valore di utilizzo più grande per le modalità di rottura per trazione}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,t}} \quad \text{– il valore di utilizzo più grande per le modalità di rottura per taglio}$$

$$\frac{N_{Ed,g}}{N_{Rd,t}} = 0\% \quad \text{– rottura del cono di calcestruzzo dell'ancoraggio a trazione}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,p}} = 0\% \quad \text{– rottura a pullout del calcestruzzo}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,cb}} = 0\% \quad \text{– rottura a blowout del calcestruzzo}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,t}} = 53\% \quad \text{– rottura del bordo del calcestruzzo}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,cb}} = 7\% \quad \text{– rottura a pryout del calcestruzzo}$$

Risultati dettagliati per A9

Resistenza a trazione dell'ancoraggio (EN 1992-4 – Cl. 7.2.1.3)

$$N_{Rd,t} = \frac{N_{Rk,t}}{\gamma_{M_s}} = 38,2 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 14,1 \text{ kN}$$

$$N_{Rk,t} = c \cdot A_s \cdot f_{uk} = 57,3 \text{ kN}$$

Dove:

$$c = 0,85 \quad \text{– fattore di riduzione per taglio filettatura}$$

$$A_s = 84 \text{ mm}^2 \quad \text{– area soggetta alla trazione}$$

$$f_{uk} = 800,0 \text{ MPa} \quad \text{– resistenza alla trazione minima del bullone}$$

$$\gamma_{M_s} = 1,50 \quad \text{– coefficiente di sicurezza per acciaio}$$

$$\gamma_{M_s} = 1,2 \cdot \frac{f_{yk}}{f_{yk}} \geq 1,4$$

, dove:

$$f_{yk} =$$

640,0 MPa – tensione di snervamento minima del bullone

Resistenza a rottura conica del calcestruzzo dell'ancoraggio a trazione (EN 1992-4 – Cl. 7.2.1.4)

La verifica viene eseguita per un gruppo di ancoraggi che formano i coni di rottura a trazione comuni: A5, A6, A9, A10

$$N_{Rd,c} = 105,7 \text{ kN} \geq N_{Ed,g} = 30,6 \text{ kN}$$

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{s,N}}{A_{s,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{M,N} = 190,2 \text{ kN}$$

Dove:

$$N_{Ed,g} = 30,6 \text{ kN} \quad \text{– somma delle forze di trazione degli ancoraggi con area del cono di rottura del calcestruzzo comune}$$

$$N_{Rk,c}^0 = 110,0 \text{ kN} \quad \text{– resistenza caratteristica di un fissaggio a distanza dagli effetti dei fissaggi e bordi adiacenti dell'elemento in calcestruzzo}$$

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_c} \cdot h_{ef}^{1,5}$$

, dove:

$$k_1 =$$

7,70 – parametro che tiene conto del tipo di ancoraggio e della condizione del calcestruzzo

$$f_c =$$

35,0 MPa – resistenza a compressione del calcestruzzo

$$h_{ef} = \min(h_{emb}, \max(\frac{c_{a,max}}{1,5}, \frac{s_{max}}{3})) =$$

180 mm – profondità dell'ancoraggio, dove:

$$h_{emb} =$$

180 mm – lunghezza dell'ancoraggio incorporata nel calcestruzzo

$$c_{a,max} =$$

378 mm – distanza massima dall'ancoraggio a uno dei tre bordi più vicini

$$s_{max} =$$

60 mm – spaziatura massima tra ancoraggi

$$A_{c,N} = 348000 \text{ mm}^2 \quad \text{– area del cono di rottura del calcestruzzo per gruppo di ancoraggi}$$

$$A_{c,N}^0 = 291600 \text{ mm}^2 \quad \text{– area del cono di rottura di calcestruzzo per ancoraggio singolo non influenzato dai bordi}$$

$$A_{c,N}^0 = (3 \cdot h_{ef})^2$$

, dove:

$$h_{ef} =$$

180 mm – profondità dell'ancoraggio

$$\psi_{s,N} = 1,00$$

– parametro relativo alla distribuzione delle tensioni nel calcestruzzo a causa della vicinanza del fissaggio a un bordo dell'elemento in calcestruzzo:

$$\psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{1,5 \cdot h_{ef}} \leq 1$$

, dove:

$$c =$$

290 mm – distanza minima dall'ancoraggio al bordo

$$h_{ef} =$$

180 mm – profondità dell'ancoraggio

$$\psi_{re,N} = 1,00$$

– parametro che tiene conto del fenomeno dello spalling del guscio:

$$\psi_{re,N} = 0,5 + \frac{h_{emb}}{200} \leq 1$$

, dove:

$$h_{emb} =$$

180 mm – lunghezza dell'ancoraggio incorporata nel calcestruzzo

$$\psi_{ec,N} = 0,94$$

– fattore di modifica per gruppi di ancoraggi caricati eccentricamente a trazione:

$$\psi_{ec,N} = \psi_{ecx,N} \cdot \psi_{ecy,N}$$

, dove:

$$\psi_{ecx,N} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot e_{x,N}}{3 \cdot h_{ef}}} =$$

0,98 – fattore di modifica che dipende dall'eccentricità nella direzione x

$$e_{x,N} =$$

5 mm – eccentricità del carico a trazione nella direzione x

$$\psi_{ecy,N} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot e_{y,N}}{3 \cdot h_{ef}}} =$$

0,96 – fattore di modifica che dipende dall'eccentricità nella direzione y

$$e_{y,N} =$$

12 mm – eccentricità del carico a trazione nella direzione y

$$h_{ef} =$$

180 mm – profondità dell'ancoraggio

$$\psi_{M,N} = 1,55$$

– parametro che tiene conto dell'effetto di una forza di compressione tra il dispositivo di fissaggio e il calcestruzzo; questo parametro è uguale a 1 se $c < 1,5h_{ef}$ o il rapporto tra la forza di compressione (inclusa la compressione dovuta alla flessione) e la somma delle forze di trazione negli ancoraggi è inferiore a 0,8

$$\psi_{M,N} = 2 - \frac{2 \cdot z}{3 \cdot h_{ef}} \geq 1$$

, dove:

$$z =$$

123 mm – braccio della leva interno

$$h_{ef} =$$

180 mm – profondità dell'ancoraggio

$$\gamma_{Mc} = 1,80$$

– coefficiente di sicurezza per calcestruzzo

Resistenza a taglio (EN 1992-4 – Cl. 7.2.2.3.1)

$$\frac{V_{Rd,s}}{V_{s,s}} = 27,0 \text{ kN} \geq V_{Ed} = 1,7 \text{ kN}$$

$$V_{Rk,s} = k_7 \cdot V_{Rk,s}^0 = 33,7 \text{ kN}$$

Dove:

$$k_7 = 1,00$$

– coefficiente di duttilità dell'acciaio dell'ancoraggio

$$k_7 = \begin{cases} 0,8, & A < 0,08 \\ 1,0, & A \geq 0,08 \end{cases}$$

, dove:

$A =$

0,12 – allungamento della classe del bullone al rottura

$$V_{Rk,s}^0 = 33,7 \text{ kN}$$

– la resistenza caratteristica a taglio

$$V_{Rk,s}^0 = k_6 \cdot A_s \cdot f_{uk}$$

, dove:

$k_6 =$

0,50 – coefficiente per resistenza all'ancoraggio a taglio

$A_s =$

84 mm² – area soggetta alla trazione

$f_{uk} =$

800,0 MPa – resistenza alla rottura specificata dell'acciaio dell'ancoraggio

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

– coefficiente di sicurezza per acciaio

Resistenza a pryout del calcestruzzo (EN 1992-4 – Cl. 7.2.2.4)

La verifica viene eseguita per un gruppo di ancoraggi sulla piastra di base comune

$$V_{Rd,cp} = \frac{V_{Rk,cp}}{\gamma_{M2}} = 205,2 \text{ kN} \geq V_{Ed,g} = 14,6 \text{ kN}$$

$$V_{Rk,cp} = k_8 \cdot 307,8 \text{ kN}$$

Dove:

$$k_8 = 2,00$$

– fattore che tiene conto della profondità di infissione del fissaggio

$$N_{Rk,c} = 153,9 \text{ kN}$$

– rottura conica caratteristica del calcestruzzo di un fissaggio o di un gruppo di fissaggi; si presume che tutti gli ancoraggi siano in trazione

$$\gamma_{M2} = 1,50$$

– coefficiente di sicurezza per calcestruzzo

Interazione delle forze di trazione e taglio nell'acciaio (EN 1992-4 – Tab. 7.3)

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,t}} \right)^2 + 0,14 \leq 1,0$$

Dove:

$$N_{Ed} = 14,1 \text{ kN}$$

– forza di trazione di progetto

$$N_{Rd,t} = 38,2 \text{ kN}$$

– resistenza alla trazione del fissaggio

$$V_{Ed} = 1,7 \text{ kN}$$

– sforzo di taglio di progetto

$$V_{Rd,t} = 27,0 \text{ kN}$$

– resistenza al taglio del fissaggio

Interazione delle forze di trazione e taglio nel calcestruzzo (EN 1992-4 – Tab. 7.3)

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,t}} \right)^{1,5} + 0,18 \leq 1,0$$

Dove:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,t}}$$

– il valore di utilizzo più grande per le modalità di rottura per trazione

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,t}}$$

– il valore di utilizzo più grande per le modalità di rottura per taglio

$$\frac{N_{Ed,g}}{N_{Rd,t}} = 28\%$$

– rottura del cono di calcestruzzo dell'ancoraggio a trazione

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,p}} = 0\%$$

– rottura a pullout del calcestruzzo

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,cb}} = 0\%$$

– rottura a blowout del calcestruzzo

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,t}} = 0\%$$

– rottura del bordo del calcestruzzo

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,cb}} = 7\%$$

– rottura a pryout del calcestruzzo

Risultati dettagliati per A10

Resistenza a trazione dell'ancoraggio (EN 1992-4 – Cl. 7.2.1.3)

$$N_{Rd,s} = \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}} = 38,2 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 4,0 \text{ kN}$$

$$N_{Rk,s} = c \cdot A_s \cdot f_{uk} = 57,3 \text{ kN}$$

Dove:

$$c = 0,85 \quad \text{– fattore di riduzione per taglio filettatura}$$

$$A_s = 84 \text{ mm}^2 \quad \text{– area soggetta alla trazione}$$

$$f_{uk} = 800,0 \text{ MPa} \quad \text{– resistenza alla trazione minima del bullone}$$

$$\gamma_{Ms} = 1,50 \quad \text{– coefficiente di sicurezza per acciaio}$$

$$\gamma_{Ms} = 1,2 \cdot \frac{f_{yk}}{f_{yk}} \geq 1,4$$

, dove:

$$f_{yk} =$$

640,0 MPa – tensione di snervamento minima del bullone

Resistenza a rottura conica del calcestruzzo dell'ancoraggio a trazione (EN 1992-4 – Cl. 7.2.1.4)

La verifica viene eseguita per un gruppo di ancoraggi che formano i coni di rottura a trazione comuni: A5, A6, A9, A10

$$N_{Rd,c} = 105,7 \text{ kN} \geq N_{Ed,g} = 30,6 \text{ kN}$$

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{M,N} = 190,2 \text{ kN}$$

Dove:

$$N_{Ed,g} = 30,6 \text{ kN} \quad \text{– somma delle forze di trazione degli ancoraggi con area del cono di rottura del calcestruzzo comune}$$

$$N_{Rk,c}^0 = 110,0 \text{ kN} \quad \text{– resistenza caratteristica di un fissaggio a distanza dagli effetti dei fissaggi e bordi adiacenti dell'elemento in calcestruzzo}$$

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_c} \cdot h_{ef}^{1,5}$$

, dove:

$$k_1 =$$

7,70 – parametro che tiene conto del tipo di ancoraggio e della condizione del calcestruzzo

$$f_c =$$

35,0 MPa – resistenza a compressione del calcestruzzo

$$h_{ef} = \min(h_{emb}, \max(\frac{c_{a,max}}{1,5}, \frac{s_{max}}{3})) =$$

180 mm – profondità dell'ancoraggio, dove:

$$h_{emb} =$$

180 mm – lunghezza dell'ancoraggio incorporata nel calcestruzzo

$$c_{a,max} =$$

378 mm – distanza massima dall'ancoraggio a uno dei tre bordi più vicini

$$s_{max} =$$

60 mm – spaziatura massima tra ancoraggi

$$A_{c,N} = 348000 \text{ mm}^2 \quad \text{– area del cono di rottura del calcestruzzo per gruppo di ancoraggi}$$

$$A_{c,N}^0 = 291600 \text{ mm}^2 \quad \text{– area del cono di rottura di calcestruzzo per ancoraggio singolo non influenzato dai bordi}$$

$$A_{c,N}^0 = (3 \cdot h_{ef})^2$$

, dove:

$$h_{ef} =$$

180 mm – profondità dell'ancoraggio

$$\psi_{s,N} = 1,00 \quad \text{– parametro relativo alla distribuzione delle tensioni nel calcestruzzo a causa della vicinanza del fissaggio a un bordo dell'elemento in calcestruzzo:}$$

$$\psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{1,5 \cdot h_{ef}} \leq 1$$

, dove:

$$c =$$

290 mm – distanza minima dall'ancoraggio al bordo

$$h_{ef} =$$

180 mm – profondità dell'ancoraggio

$$\psi_{re,N} = 1,00$$

– parametro che tiene conto del fenomeno dello spalling del guscio:

$$\psi_{re,N} = 0,5 + \frac{h_{emb}}{200} \leq 1$$

, dove:

$$h_{emb} =$$

180 mm – lunghezza dell'ancoraggio incorporata nel calcestruzzo

$$\psi_{ec,N} = 0,94$$

– fattore di modifica per gruppi di ancoraggi caricati eccentricamente a trazione:

$$\psi_{ec,N} = \psi_{ecx,N} \cdot \psi_{ecy,N}$$

, dove:

$$\psi_{ecx,N} = \frac{1}{1 + \frac{2e_{x,N}}{3h_{ef}}} =$$

0,98 – fattore di modifica che dipende dall'eccentricità nella direzione x

$$e_{x,N} =$$

5 mm – eccentricità del carico a trazione nella direzione x

$$\psi_{ecy,N} = \frac{1}{1 + \frac{2e_{y,N}}{3h_{ef}}} =$$

0,96 – fattore di modifica che dipende dall'eccentricità nella direzione y

$$e_{y,N} =$$

12 mm – eccentricità del carico a trazione nella direzione y

$$h_{ef} =$$

180 mm – profondità dell'ancoraggio

$$\psi_{M,N} = 1,55$$

– parametro che tiene conto dell'effetto di una forza di compressione tra il dispositivo di fissaggio e il calcestruzzo; questo parametro è uguale a 1 se $c < 1.5h_{ef}$ o il rapporto tra la forza di compressione (inclusa la compressione dovuta alla flessione) e la somma delle forze di trazione negli ancoraggi è inferiore a 0.8

$$\psi_{M,N} = 2 - \frac{2z}{3 \cdot h_{ef}} \geq 1$$

, dove:

$$z =$$

123 mm – braccio della leva interno

$$h_{ef} =$$

180 mm – profondità dell'ancoraggio

$$\gamma_{Mc} = 1,80$$

– coefficiente di sicurezza per calcestruzzo

Resistenza a taglio (EN 1992-4 – Cl. 7.2.2.3.1)

$$\frac{V_{Rd,s}}{V_{rs}} = 27,0 \text{ kN} \geq V_{Ed} = 1,8 \text{ kN}$$

$$V_{Rk,s} = k_7 \cdot V_{Rk,s}^0 = 33,7 \text{ kN}$$

Dove:

$$k_7 = 1,00$$

– coefficiente di duttilità dell'acciaio dell'ancoraggio

$$k_7 = \begin{cases} 0,8, & A < 0,08 \\ 1,0, & A \geq 0,08 \end{cases}$$

, dove:

$$A =$$

0,12 – allungamento della classe del bullone al rottura

$$V_{Rk,s}^0 = 33,7 \text{ kN}$$

– la resistenza caratteristica a taglio

$$V_{Rk,s}^0 = k_6 \cdot A_s \cdot f_{uk}$$

, dove:

$$k_6 =$$

0,50 – coefficiente per resistenza all'ancoraggio a taglio

$$A_s =$$

84 mm² – area soggetta alla trazione

$$f_{uk} =$$

800,0 MPa – resistenza alla rottura specificata dell'acciaio dell'ancoraggio

$$\gamma_{Ms} = 1,25$$

– coefficiente di sicurezza per acciaio

Resistenza a pryout del calcestruzzo (EN 1992-4 – Cl. 7.2.2.4)

La verifica viene eseguita per un gruppo di ancoraggi sulla piastra di base comune

$$V_{Rd,cp} = \frac{V_{Rk,cp}}{\gamma_{Mc}} = 205,2 \text{ kN} \geq V_{Ed,g} = 14,6 \text{ kN}$$

$$V_{Rk,cp} = k_8 \cdot 307,8 \text{ kN}$$

Dove:

$$k_8 = 2,00 \quad \text{– fattore che tiene conto della profondità di infissione del fissaggio}$$

$$N_{Rk,c} = 153,9 \text{ kN} \quad \text{– rottura conica caratteristica del calcestruzzo di un fissaggio o di un gruppo di fissaggi; si presume che tutti gli ancoraggi siano in trazione}$$

$$\gamma_{Mc} = 1,50 \quad \text{– coefficiente di sicurezza per calcestruzzo}$$

Interazione delle forze di trazione e taglio nell'acciaio (EN 1992-4 – Tab. 7.3)

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,t}} \right)^2 + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,t}} \leq 1,0$$

Dove:

$$N_{Ed} = 4,0 \text{ kN} \quad \text{– forza di trazione di progetto}$$

$$N_{Rd,t} = 38,2 \text{ kN} \quad \text{– resistenza alla trazione del fissaggio}$$

$$V_{Ed} = 1,8 \text{ kN} \quad \text{– sforzo di taglio di progetto}$$

$$V_{Rd,t} = 27,0 \text{ kN} \quad \text{– resistenza al taglio del fissaggio}$$

Interazione delle forze di trazione e taglio nel calcestruzzo (EN 1992-4 – Tab. 7.3)

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,t}} \right)^{1,5} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,t}} \leq 1,0$$

Dove:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,t}} \quad \text{– il valore di utilizzo più grande per le modalità di rottura per trazione}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,t}} \quad \text{– il valore di utilizzo più grande per le modalità di rottura per taglio}$$

$$\frac{N_{Ed,g}}{N_{Rd,t}} = 28\% \quad \text{– rottura del cono di calcestruzzo dell'ancoraggio a trazione}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,p}} = 0\% \quad \text{– rottura a pullout del calcestruzzo}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,cb}} = 0\% \quad \text{– rottura a blowout del calcestruzzo}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,t}} = 0\% \quad \text{– rottura del bordo del calcestruzzo}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,cb}} = 7\% \quad \text{– rottura a pryout del calcestruzzo}$$

Risultati dettagliati per A11

Resistenza a trazione dell'ancoraggio (EN 1992-4 – Cl. 7.2.1.3)

$$N_{Rd,t} = \frac{N_{Rk,t}}{\gamma_{Mt}} = 38,2 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 0,0 \text{ kN}$$

$$N_{Rk,t} = c \cdot A_s \cdot f_{uk} = 57,3 \text{ kN}$$

Dove:

$$c = 0,85 \quad \text{– fattore di riduzione per taglio filettatura}$$

$$A_s = 84 \text{ mm}^2 \quad \text{– area soggetta alla trazione}$$

$$f_{uk} = 800,0 \text{ MPa} \quad \text{– resistenza alla trazione minima del bullone}$$

$$\gamma_{Mt} = 1,50 \quad \text{– coefficiente di sicurezza per acciaio}$$

$$\gamma_{Ms} = 1,2 \cdot \frac{f_{yk}}{f_{yk}} \geq 1,4$$

, dove:

$$f_{yk} =$$

640,0 MPa – tensione di snervamento minima del bullone

Resistenza a taglio (EN 1992-4 – Cl. 7.2.2.3.1)

$$\frac{V_{Rd,s}}{\gamma_{vs}} = 27,0 \text{ kN} \geq V_{Ed} = 1,9 \text{ kN}$$

$$V_{Rk,s} = k_7 \cdot V_{Rk,s}^0 = 33,7 \text{ kN}$$

Dove:

$$k_7 = 1,00 \quad \text{– coefficiente di duttilità dell'acciaio dell'ancoraggio}$$

$$k_7 = \begin{cases} 0,8, & A < 0,08 \\ 1,0, & A \geq 0,08 \end{cases}$$

, dove:

$$A =$$

0,12 – allungamento della classe del bullone al rottura

$$V_{Rk,s}^0 = 33,7 \text{ kN} \quad \text{– la resistenza caratteristica a taglio}$$

$$V_{Rk,s}^0 = k_6 \cdot A_s \cdot f_{uk}$$

, dove:

$$k_6 =$$

0,50 – coefficiente per resistenza all'ancoraggio a taglio

$$A_s =$$

84 mm² – area soggetta alla trazione

$$f_{uk} =$$

800,0 MPa – resistenza alla rottura specificata dell'acciaio dell'ancoraggio

$$\gamma_{Ms} = 1,25 \quad \text{– coefficiente di sicurezza per acciaio}$$

Resistenza a pryout del calcestruzzo (EN 1992-4 – Cl. 7.2.2.4)

La verifica viene eseguita per un gruppo di ancoraggi sulla piastra di base comune

$$V_{Rd,cp} = \frac{V_{Rk,cp}}{\gamma_{Mc}} = 205,2 \text{ kN} \geq V_{Ed,g} = 14,6 \text{ kN}$$

$$V_{Rk,cp} = k_8 \cdot 307,8 \text{ kN}$$

Dove:

$$k_8 = 2,00 \quad \text{– fattore che tiene conto della profondità di infissione del fissaggio}$$

$$N_{Rk,c} = 153,9 \text{ kN} \quad \text{– rottura conica caratteristica del calcestruzzo di un fissaggio o di un gruppo di fissaggi; si presume che tutti gli ancoraggi siano in trazione}$$

$$\gamma_{Mc} = 1,50 \quad \text{– coefficiente di sicurezza per calcestruzzo}$$

Interazione delle forze di trazione e taglio nell'acciaio (EN 1992-4 – Tab. 7.3)

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,s}} \right)^2 + 0,00 \leq 1,0$$

Dove:

$$N_{Ed} = 0,0 \text{ kN} \quad \text{– forza di trazione di progetto}$$

$$N_{Rd,s} = 38,2 \text{ kN} \quad \text{– resistenza alla trazione del fissaggio}$$

$$V_{Ed} = 1,9 \text{ kN} \quad \text{– sforzo di taglio di progetto}$$

$$V_{Rd,s} = 27,0 \text{ kN} \quad \text{– resistenza al taglio del fissaggio}$$

Interazione delle forze di trazione e taglio nel calcestruzzo (EN 1992-4 – Tab. 7.3)

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,s}} \right)^{1,5} + 0,02 \leq 1,0$$

Dove:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,s}} \quad \text{– il valore di utilizzo più grande per le modalità di rottura per trazione}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,s}} \quad \text{– il valore di utilizzo più grande per le modalità di rottura per taglio}$$

$$\frac{N_{Ed,g}}{N_{Rd,s}} = 0\% \quad - \text{rottura del cono di calcestruzzo dell'ancoraggio a trazione}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,p}} = 0\% \quad - \text{rottura a pullout del calcestruzzo}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,cb}} = 0\% \quad - \text{rottura a blowout del calcestruzzo}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,s}} = 0\% \quad - \text{rottura del bordo del calcestruzzo}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,cb}} = 7\% \quad - \text{rottura a pryout del calcestruzzo}$$

Risultati dettagliati per A12

Resistenza a trazione dell'ancoraggio (EN 1992-4 – Cl. 7.2.1.3)

$$N_{Rd,s} = \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}} = 38,2 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 0,0 \text{ kN}$$

$$N_{Rk,s} = c \cdot A_s \cdot f_{uk} = 57,3 \text{ kN}$$

Dove:

$$c = 0,85 \quad - \text{fattore di riduzione per taglio filettatura}$$

$$A_s = 84 \text{ mm}^2 \quad - \text{area soggetta alla trazione}$$

$$f_{uk} = 800,0 \text{ MPa} \quad - \text{resistenza alla trazione minima del bullone}$$

$$\gamma_{Ms} = 1,50 \quad - \text{coefficiente di sicurezza per acciaio}$$

$$\gamma_{Ms} = 1,2 \cdot \frac{f_{uk}}{f_{yk}} \geq 1,4$$

, dove:

$$f_{yk} =$$

640,0 MPa – tensione di snervamento minima del bullone

Resistenza a taglio (EN 1992-4 – Cl. 7.2.2.3.1)

$$\frac{V_{Rd,s}}{V_{vs}} = 27,0 \text{ kN} \geq V_{Ed} = 1,9 \text{ kN}$$

$$V_{Rk,s} = k_7 \cdot V_{Rk,s}^0 = 33,7 \text{ kN}$$

Dove:

$$k_7 = 1,00 \quad - \text{coefficiente di duttilità dell'acciaio dell'ancoraggio}$$

$$k_7 = \begin{cases} 0,8, & A < 0,08 \\ 1,0, & A \geq 0,08 \end{cases}$$

, dove:

$$A =$$

0,12 – allungamento della classe del bullone al rottura

$$V_{Rk,s}^0 = 33,7 \text{ kN} \quad - \text{la resistenza caratteristica a taglio}$$

$$V_{Rk,s}^0 = k_6 \cdot A_s \cdot f_{uk}$$

, dove:

$$k_6 =$$

0,50 – coefficiente per resistenza all'ancoraggio a taglio

$$A_s =$$

84 mm² – area soggetta alla trazione

$$f_{uk} =$$

800,0 MPa – resistenza alla rottura specificata dell'acciaio dell'ancoraggio

$$\gamma_{Ms} = 1,25 \quad - \text{coefficiente di sicurezza per acciaio}$$

Resistenza rottura del bordo di calcestruzzo (EN 1992-4 – Cl. 7.2.2.5)

La verifica viene eseguita per un gruppo di ancoraggi che formano i coni di rottura a taglio: A8, A12

$$V_{Rd,c} = \frac{V_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}} = 27,2 \text{ kN} \geq V_{Ed,g} = 14,6 \text{ kN}$$

$$V_{Rk,c} = V_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,V}}{A_{c,V}^0} \cdot \psi_{s,V} \cdot \psi_{h,V} \cdot \psi_{ec,V} \quad 40,8 \text{ kN}$$

Dove:

$$V_{Ed,g} = 14,6 \text{ kN} \quad \text{– somma delle forze a taglio degli ancoraggi su piastra di base comune}$$

$$V_{Rk,c}^0 = 44,6 \text{ kN} \quad \text{– valore iniziale della resistenza caratteristica a taglio del fissaggio}$$

$$V_{Rk,c}^0 = k_Q \cdot d_{nom}^\alpha \cdot l_f^\beta \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot c_1^{1,5}$$

, dove:

$$k_Q =$$

1,70 – parametro che tiene conto dello stato del calcestruzzo

$$d_{nom} =$$

12 mm – diametro ancoraggio

$$\alpha = 0,1 \cdot \left(\frac{l_f}{c_1}\right)^{0,5} =$$

0,09 – fattore

$$l_f = \min(h_{ef}, 12 \cdot d) =$$

144 mm – parametro relativo alla lunghezza del fissaggio, dove:

$$h_{ef} =$$

180 mm – lunghezza dell'ancoraggio incorporata nel calcestruzzo

$$d_{nom} =$$

12 mm – diametro ancoraggio

$$\beta = 0,1 \cdot \left(\frac{d_{max}}{c_1}\right)^{0,2} =$$

0,06 – fattore

$$f_{ck} =$$

35,0 MPa – resistenza a compressione del calcestruzzo

$$c_1 =$$

193 mm

$$\leq \max\left(\frac{h}{1,5}, \frac{c_{2,max}}{1,5}, \frac{s}{3}\right)$$

– distanza dal bordo del fissaggio nella direzione 1 verso il bordo nella direzione di carico

$$A_{c,V} = 128000 \text{ mm}^2 \quad \text{– area effettiva del corpo di break-out di calcestruzzo idealizzato}$$

$$A_{c,V}^0 = 168200 \text{ mm}^2 \quad \text{– riferimento area proiettata del cono di rottura}$$

$$A_{c,V}^0 = 4,5 \cdot c_1^2$$

, dove:

$$c_1 =$$

193 mm

$$\leq \max\left(\frac{h}{1,5}, \frac{c_{2,max}}{1,5}, \frac{s}{3}\right)$$

– distanza dal bordo del fissaggio nella direzione 1 verso il bordo nella direzione di carico

$$\psi_{s,V} = 1,00 \quad \text{– parametro relativo alla distribuzione delle tensioni nel calcestruzzo a causa della vicinanza del fissaggio a un bordo dell'elemento in calcestruzzo:}$$

$$\psi_{s,V} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c_1}{1,5 \cdot c_1} \leq 1$$

, dove:

$$c_1 =$$

193 mm

$$\leq \max\left(\frac{h}{1,5}, \frac{c_{2,max}}{1,5}, \frac{s}{3}\right)$$

– distanza dal bordo del fissaggio nella direzione 1 verso il bordo nella direzione di carico

$$c_2 =$$

290 mm – distanza dal bordo del fissaggio perpendicolare alla direzione 1 che è la più piccola distanza dal bordo in un elemento stretto con più bordi

$$h =$$

200 mm – spessore dell'elemento in calcestruzzo

$$c_{2,max} =$$

290 mm – maggiore delle due distanze dai bordi parallele alla direzione di carico

$$s =$$

60 mm – distanza massima nella direzione 2 tra gli elementi di fissaggio entro un gruppo

$$\psi_{h,V} = 1,20$$

– fattore di modifica per gli ancoraggi posizionati in un elemento di calcestruzzo ribassato:

$$\psi_{h,V} = \left(\frac{1,5 \cdot c_1}{h}\right)^{0,5} \geq 1$$

, dove:

$$h =$$

200 mm – spessore dell'elemento in calcestruzzo

$$c_1 =$$

193 mm

$$\leq \max\left(\frac{h}{1,5}, \frac{c_{1,max}}{1,5}, \frac{e}{3}\right)$$

– distanza dal bordo del fissaggio nella direzione 1 verso il bordo nella direzione di carico

$$\psi_{ec,V} = 1,00$$

– fattore di modifica per gruppi di ancoraggi caricati eccentricamente a taglio:

$$\psi_{ec,V} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot e_V}{3 \cdot c_1}} \leq 1$$

, dove:

$$e_V =$$

0 mm – eccentricità carico a taglio

$$c_1 =$$

193 mm

$$\leq \max\left(\frac{h}{1,5}, \frac{c_{1,max}}{1,5}, \frac{e}{3}\right)$$

– distanza dal bordo del fissaggio nella direzione 1 verso il bordo nella direzione di carico

$$\psi_{\alpha,V} = 1,00$$

– fattore di modifica per gli ancoraggi caricati a un angolo con il bordo di calcestruzzo

$$\psi_{\alpha,V} = \sqrt{\frac{1}{(\cos \alpha_V)^2 + (0,5 \cdot \sin \alpha_V)^2}} \geq 1$$

, dove:

$$\alpha_V =$$

0,3° – angolo tra il carico agente sul fissaggio o gruppo di fissaggi e la direzione perpendicolare al bordo libero considerato

$$\psi_{rs,V} = 1,00$$

– parametro che tiene conto dell'effetto dello spalling del guscio, non si presume nessuna armatura o staffe nel bordo

$$\gamma_{Mc} = 1,50$$

– coefficiente di sicurezza per calcestruzzo

Resistenza a pryout del calcestruzzo (EN 1992-4 – Cl. 7.2.2.4)

La verifica viene eseguita per un gruppo di ancoraggi sulla piastra di base comune

$$V_{Rd,cp} = \frac{V_{Rk,sp}}{\gamma_{Mc}} = 205,2 \text{ kN} \geq V_{Ed,g} = 14,6 \text{ kN}$$

$$V_{Rk,cp} = k_8 \cdot 307,8 \text{ kN}$$

Dove:

$$k_8 = 2,00$$

– fattore che tiene conto della profondità di infissione del fissaggio

$$N_{Rk,c} = 153,9 \text{ kN}$$

– rottura conica caratteristica del calcestruzzo di un fissaggio o di un gruppo di fissaggi; si presume che tutti gli ancoraggi siano in trazione

$$\gamma_{Mc} = 1,50$$

– coefficiente di sicurezza per calcestruzzo

Interazione delle forze di trazione e taglio nell'acciaio (EN 1992-4 – Tab. 7.3)

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,t}}\right)^2 + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,t}} \leq 1,0$$

Dove:

$$N_{Ed} = 0,0 \text{ kN}$$

– forza di trazione di progetto

$$N_{Rd,t} = 38,2 \text{ kN}$$

– resistenza alla trazione del fissaggio

$$V_{Ed} = 1,9 \text{ kN}$$

– sforzo di taglio di progetto

$$V_{Rd,t} = 27,0 \text{ kN}$$

– resistenza al taglio del fissaggio

Interazione delle forze di trazione e taglio nel calcestruzzo (EN 1992-4 – Tab. 7.3)

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,t}}\right)^{1,5} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,t}} \leq 1,0$$

Dove:

- $\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,t}}$ – il valore di utilizzo più grande per le modalità di rottura per trazione
- $\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,t}}$ – il valore di utilizzo più grande per le modalità di rottura per taglio
- $\frac{N_{Ed,g}}{N_{Rd,t}} = 0\%$ – rottura del cono di calcestruzzo dell'ancoraggio a trazione
- $\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,p}} = 0\%$ – rottura a pullout del calcestruzzo
- $\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,cb}} = 0\%$ – rottura a blowout del calcestruzzo
- $\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,t}} = 53\%$ – rottura del bordo del calcestruzzo
- $\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,cb}} = 7\%$ – rottura a pryout del calcestruzzo

Saldature

Elemento	Bordo	T _w [mm]	L [mm]	Carichi	σ _{w,Ed} [MPa]	ε _{pl} [%]	σ _⊥ [MPa]	τ [MPa]	τ _⊥ [MPa]	Ut [%]	Ut _c [%]	Stato
PB1	B1-bfl 1	▲ 4,0 ▲	100	LE1	38,6	0,0	21,4	-14,3	11,8	10,7	7,5	OK
		▲ 4,0 ▲	100	LE1	45,2	0,0	-23,6	19,3	11,0	12,6	7,0	OK
PB1	B1-tfl 1	▲ 4,0 ▲	100	LE1	56,9	0,0	-5,2	30,0	13,1	15,8	8,8	OK
		▲ 4,0 ▲	100	LE1	91,3	0,0	49,2	28,5	-34,1	25,4	15,3	OK
PB1	B1-w 1	▲ 4,0 ▲	88	LE1	52,4	0,0	24,2	0,7	26,8	14,6	9,2	OK
		▲ 4,0 ▲	88	LE1	59,8	0,0	29,1	-14,3	-26,6	16,6	10,7	OK
PB1	WID1	▲ 4,0 ▲	100	LE1	85,7	0,0	-32,5	32,2	-32,5	19,7	12,9	OK
		▲ 4,0 ▲	100	LE1	91,9	0,0	-34,0	-35,6	34,0	21,1	14,6	OK
B1-bfl 1	WID1	▲ 4,0 ▲	100	LE1	131,9	0,0	-34,5	-64,1	-36,0	30,3	13,8	OK
		▲ 4,0 ▲	100	LE1	135,3	0,0	-36,4	66,7	34,8	31,1	14,9	OK

Dati Progetto

Materiale	β _w [-]	σ _{w,Rd} [MPa]	0.9 σ [MPa]
S 235	0,80	360,0	259,2

Spiegazione dei simboli

- T_w Throat thickness a
- L Lunghezza
- σ_{w,Ed} Sforzo equivalente
- ε_{pl} Deformazione
- σ_⊥ Tensione perpendicolare
- τ_{||} Sforzo di taglio parallelo all'asse della saldatura
- τ_⊥ Sforzo di taglio perpendicolare all'asse della saldatura
- Ut Utilizzo
- Ut_c Utilizzo della capacità della saldatura
- β_w Correlation factor EN 1993-1-8 – Tab. 4.1
- σ_{w,Rd} Resistenza sforzo equivalente
- 0.9 σ Resistenza allo sforzo perpendicolare: 0.9*f_u/γ_{M2}
- ▲ Saldatura riempita

Risultati dettagliati per PB1 / B1-bfl 1 - 1

Verifica della resistenza della saldatura (EN 1993-1-8 – Cl. 4.5.3.2)

$$\sigma_{w,Rd} = f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) = 360,0 \text{ MPa} \geq \sigma_{w,Ed} = [\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0.5} = 38,6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 0,9 f_u / \gamma_{M2} = 259,2 \text{ MPa} \geq |\sigma_{\perp}| = 21,4 \text{ MPa}$$

dove:

- $f_u = 360,0 \text{ MPa}$ – Resistenza Ultima
- $\beta_w = 0,80$ – Correlation factor EN 1993-1-8 – Tab. 4.1
- $\gamma_{M2} = 1,25$ – Coefficiente di sicurezza

Utilizzo tensione

$$U_t = \max\left(\frac{\sigma_{w,Ed}}{\sigma_{w,Rd}} ; \frac{|\sigma_{\perp}|}{\sigma_{\perp,Rd}}\right) = 0,11 \leq 1,0$$

Dove:

$$\begin{aligned} \sigma_{w,Ed} &= 38,6 \text{ MPa} && \text{– Maximum normal stress transverse to the axis of the weld} \\ \sigma_{w,Rd} &= 360,0 \text{ MPa} && \text{– Resistenza sforzo equivalente} \\ |\sigma_{\perp}| &= 21,4 \text{ MPa} && \text{– Normal stress perpendicular to the throat} \\ \sigma_{\perp,Rd} &= 259,2 \text{ MPa} && \text{– Resistenza allo sforzo perpendicolare} \end{aligned}$$

Risultati dettagliati per PB1 / B1-bfl 1 - 2

Verifica della resistenza della saldatura (EN 1993-1-8 – Cl. 4.5.3.2)

$$\sigma_{w,Rd} = f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) = 360,0 \text{ MPa} \geq \sigma_{w,Ed} = [\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0.5} = 45,2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 0,9 f_u / \gamma_{M2} = 259,2 \text{ MPa} \geq |\sigma_{\perp}| = 23,6 \text{ MPa}$$

dove:

$$\begin{aligned} f_u &= 360,0 \text{ MPa} && \text{– Resistenza Ultima} \\ \beta_w &= 0,80 && \text{– Correlation factor EN 1993-1-8 – Tab. 4.1} \\ \gamma_{M2} &= 1,25 && \text{– Coefficiente di sicurezza} \end{aligned}$$

Utilizzo tensione

$$U_t = \max\left(\frac{\sigma_{w,Ed}}{\sigma_{w,Rd}} ; \frac{|\sigma_{\perp}|}{\sigma_{\perp,Rd}}\right) = 0,13 \leq 1,0$$

Dove:

$$\begin{aligned} \sigma_{w,Ed} &= 45,2 \text{ MPa} && \text{– Maximum normal stress transverse to the axis of the weld} \\ \sigma_{w,Rd} &= 360,0 \text{ MPa} && \text{– Resistenza sforzo equivalente} \\ |\sigma_{\perp}| &= -23,6 \text{ MPa} && \text{– Normal stress perpendicular to the throat} \\ \sigma_{\perp,Rd} &= 259,2 \text{ MPa} && \text{– Resistenza allo sforzo perpendicolare} \end{aligned}$$

Risultati dettagliati per PB1 / B1-tfl 1 - 1

Verifica della resistenza della saldatura (EN 1993-1-8 – Cl. 4.5.3.2)

$$\sigma_{w,Rd} = f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) = 360,0 \text{ MPa} \geq \sigma_{w,Ed} = [\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0.5} = 56,9 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 0,9 f_u / \gamma_{M2} = 259,2 \text{ MPa} \geq |\sigma_{\perp}| = 5,2 \text{ MPa}$$

dove:

$$\begin{aligned} f_u &= 360,0 \text{ MPa} && \text{– Resistenza Ultima} \\ \beta_w &= 0,80 && \text{– Correlation factor EN 1993-1-8 – Tab. 4.1} \\ \gamma_{M2} &= 1,25 && \text{– Coefficiente di sicurezza} \end{aligned}$$

Utilizzo tensione

$$U_t = \max\left(\frac{\sigma_{w,Ed}}{\sigma_{w,Rd}} ; \frac{|\sigma_{\perp}|}{\sigma_{\perp,Rd}}\right) = 0,16 \leq 1,0$$

Dove:

$$\begin{aligned} \sigma_{w,Ed} &= 56,9 \text{ MPa} && \text{– Maximum normal stress transverse to the axis of the weld} \\ \sigma_{w,Rd} &= 360,0 \text{ MPa} && \text{– Resistenza sforzo equivalente} \\ |\sigma_{\perp}| &= -5,2 \text{ MPa} && \text{– Normal stress perpendicular to the throat} \\ \sigma_{\perp,Rd} &= 259,2 \text{ MPa} && \text{– Resistenza allo sforzo perpendicolare} \end{aligned}$$

Risultati dettagliati per PB1 / B1-tfl 1 - 2

Verifica della resistenza della saldatura (EN 1993-1-8 – Cl. 4.5.3.2)

$$\sigma_{w,Rd} = f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) = 360,0 \text{ MPa} \geq \sigma_{w,Ed} = [\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0.5} = 91,3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 0,9 f_u / \gamma_{M2} = 259,2 \text{ MPa} \geq |\sigma_{\perp}| = 49,2 \text{ MPa}$$

dove:

$$f_u = 360,0 \text{ MPa} \quad \text{– Resistenza Ultima}$$

$$\beta_w = 0,80 \quad \text{– Correlation factor EN 1993-1-8 – Tab. 4.1}$$

$$\gamma_{M2} = 1,25 \quad \text{– Coefficiente di sicurezza}$$

Utilizzo tensione

$$U_t = \max\left(\frac{\sigma_{w,Ed}}{\sigma_{w,Rd}}; \frac{|\sigma_{\perp}|}{\sigma_{\perp,Rd}}\right) = 0,25 \leq 1,0$$

Dove:

$$\sigma_{w,Ed} = 91,3 \text{ MPa} \quad \text{– Maximum normal stress transverse to the axis of the weld}$$

$$\sigma_{w,Rd} = 360,0 \text{ MPa} \quad \text{– Resistenza sforzo equivalente}$$

$$|\sigma_{\perp}| = 49,2 \text{ MPa} \quad \text{– Normal stress perpendicular to the throat}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 259,2 \text{ MPa} \quad \text{– Resistenza allo sforzo perpendicolare}$$

Risultati dettagliati per PB1 / B1-w 1 - 1

Verifica della resistenza della saldatura (EN 1993-1-8 – Cl. 4.5.3.2)

$$\sigma_{w,Rd} = f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) = 360,0 \text{ MPa} \geq \sigma_{w,Ed} = [\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0.5} = 52,4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 0,9 f_u / \gamma_{M2} = 259,2 \text{ MPa} \geq |\sigma_{\perp}| = 24,2 \text{ MPa}$$

dove:

$$f_u = 360,0 \text{ MPa} \quad \text{– Resistenza Ultima}$$

$$\beta_w = 0,80 \quad \text{– Correlation factor EN 1993-1-8 – Tab. 4.1}$$

$$\gamma_{M2} = 1,25 \quad \text{– Coefficiente di sicurezza}$$

Utilizzo tensione

$$U_t = \max\left(\frac{\sigma_{w,Ed}}{\sigma_{w,Rd}}; \frac{|\sigma_{\perp}|}{\sigma_{\perp,Rd}}\right) = 0,15 \leq 1,0$$

Dove:

$$\sigma_{w,Ed} = 52,4 \text{ MPa} \quad \text{– Maximum normal stress transverse to the axis of the weld}$$

$$\sigma_{w,Rd} = 360,0 \text{ MPa} \quad \text{– Resistenza sforzo equivalente}$$

$$|\sigma_{\perp}| = 24,2 \text{ MPa} \quad \text{– Normal stress perpendicular to the throat}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 259,2 \text{ MPa} \quad \text{– Resistenza allo sforzo perpendicolare}$$

Risultati dettagliati per PB1 / B1-w 1 - 2

Verifica della resistenza della saldatura (EN 1993-1-8 – Cl. 4.5.3.2)

$$\sigma_{w,Rd} = f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) = 360,0 \text{ MPa} \geq \sigma_{w,Ed} = [\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0.5} = 59,8 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 0,9 f_u / \gamma_{M2} = 259,2 \text{ MPa} \geq |\sigma_{\perp}| = 29,1 \text{ MPa}$$

dove:

$$f_u = 360,0 \text{ MPa} \quad \text{– Resistenza Ultima}$$

$$\beta_w = 0,80 \quad \text{– Correlation factor EN 1993-1-8 – Tab. 4.1}$$

$$\gamma_{M2} = 1,25 \quad \text{– Coefficiente di sicurezza}$$

Utilizzo tensione

$$U_t = \max\left(\frac{\sigma_{w,Ed}}{\sigma_{w,Rd}} ; \frac{|\sigma_{\perp}|}{\sigma_{\perp,Rd}}\right) = 0,17 \leq 1,0$$

Dove:

$$\begin{aligned}\sigma_{w,Ed} &= 59,8 \text{ MPa} && \text{– Maximum normal stress transverse to the axis of the weld} \\ \sigma_{w,Rd} &= 360,0 \text{ MPa} && \text{– Resistenza sforzo equivalente} \\ |\sigma_{\perp}| &= 29,1 \text{ MPa} && \text{– Normal stress perpendicular to the throat} \\ \sigma_{\perp,Rd} &= 259,2 \text{ MPa} && \text{– Resistenza allo sforzo perpendicolare}\end{aligned}$$

Risultati dettagliati per PB1 / WID1 - 1

Verifica della resistenza della saldatura (EN 1993-1-8 – Cl. 4.5.3.2)

$$\sigma_{w,Rd} = f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) = 435,6 \text{ MPa} \geq \sigma_{w,Ed} = [\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0,5} = 85,7 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 0,9 f_u / \gamma_{M2} = 352,8 \text{ MPa} \geq |\sigma_{\perp}| = 32,5 \text{ MPa}$$

dove:

$$\begin{aligned}f_u &= 490,0 \text{ MPa} && \text{– Resistenza Ultima} \\ \beta_w &= 0,90 && \text{– Correlation factor EN 1993-1-8 – Tab. 4.1} \\ \gamma_{M2} &= 1,25 && \text{– Coefficiente di sicurezza}\end{aligned}$$

Utilizzo tensione

$$U_t = \max\left(\frac{\sigma_{w,Ed}}{\sigma_{w,Rd}} ; \frac{|\sigma_{\perp}|}{\sigma_{\perp,Rd}}\right) = 0,20 \leq 1,0$$

Dove:

$$\begin{aligned}\sigma_{w,Ed} &= 85,7 \text{ MPa} && \text{– Maximum normal stress transverse to the axis of the weld} \\ \sigma_{w,Rd} &= 435,6 \text{ MPa} && \text{– Resistenza sforzo equivalente} \\ |\sigma_{\perp}| &= -32,5 \text{ MPa} && \text{– Normal stress perpendicular to the throat} \\ \sigma_{\perp,Rd} &= 352,8 \text{ MPa} && \text{– Resistenza allo sforzo perpendicolare}\end{aligned}$$

Risultati dettagliati per PB1 / WID1 - 2

Verifica della resistenza della saldatura (EN 1993-1-8 – Cl. 4.5.3.2)

$$\sigma_{w,Rd} = f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) = 435,6 \text{ MPa} \geq \sigma_{w,Ed} = [\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0,5} = 91,9 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 0,9 f_u / \gamma_{M2} = 352,8 \text{ MPa} \geq |\sigma_{\perp}| = 34,0 \text{ MPa}$$

dove:

$$\begin{aligned}f_u &= 490,0 \text{ MPa} && \text{– Resistenza Ultima} \\ \beta_w &= 0,90 && \text{– Correlation factor EN 1993-1-8 – Tab. 4.1} \\ \gamma_{M2} &= 1,25 && \text{– Coefficiente di sicurezza}\end{aligned}$$

Utilizzo tensione

$$U_t = \max\left(\frac{\sigma_{w,Ed}}{\sigma_{w,Rd}} ; \frac{|\sigma_{\perp}|}{\sigma_{\perp,Rd}}\right) = 0,21 \leq 1,0$$

Dove:

$$\begin{aligned}\sigma_{w,Ed} &= 91,9 \text{ MPa} && \text{– Maximum normal stress transverse to the axis of the weld} \\ \sigma_{w,Rd} &= 435,6 \text{ MPa} && \text{– Resistenza sforzo equivalente} \\ |\sigma_{\perp}| &= -34,0 \text{ MPa} && \text{– Normal stress perpendicular to the throat} \\ \sigma_{\perp,Rd} &= 352,8 \text{ MPa} && \text{– Resistenza allo sforzo perpendicolare}\end{aligned}$$

Risultati dettagliati per B1-bfl 1 / WID1 - 1

Verifica della resistenza della saldatura (EN 1993-1-8 – Cl. 4.5.3.2)

$$\sigma_{w,Rd} = f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) = 435,6 \text{ MPa} \geq \sigma_{w,Ed} = [\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0,5} = 131,9 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 0,9 f_u / \gamma_{M2} = 352,8 \text{ MPa} \geq |\sigma_{\perp}| = 34,5 \text{ MPa}$$

dove:

$$f_u = 490,0 \text{ MPa} \quad \text{– Resistenza Ultima}$$

$$\beta_w = 0,90 \quad \text{– Correlation factor EN 1993-1-8 – Tab. 4.1}$$

$$\gamma_{M2} = 1,25 \quad \text{– Coefficiente di sicurezza}$$

Utilizzo tensione

$$U_t = \max\left(\frac{\sigma_{w,Ed}}{\sigma_{w,Rd}}; \frac{|\sigma_{\perp}|}{\sigma_{\perp,Rd}}\right) = 0,30 \leq 1,0$$

Dove:

$$\sigma_{w,Ed} = 131,9 \text{ MPa} \quad \text{– Maximum normal stress transverse to the axis of the weld}$$

$$\sigma_{w,Rd} = 435,6 \text{ MPa} \quad \text{– Resistenza sforzo equivalente}$$

$$|\sigma_{\perp}| = -34,5 \text{ MPa} \quad \text{– Normal stress perpendicular to the throat}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 352,8 \text{ MPa} \quad \text{– Resistenza allo sforzo perpendicolare}$$

Risultati dettagliati per B1-bfl 1 / WID1 - 2

Verifica della resistenza della saldatura (EN 1993-1-8 – Cl. 4.5.3.2)

$$\sigma_{w,Rd} = f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) = 435,6 \text{ MPa} \geq \sigma_{w,Ed} = [\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0,5} = 135,3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 0,9 f_u / \gamma_{M2} = 352,8 \text{ MPa} \geq |\sigma_{\perp}| = 36,4 \text{ MPa}$$

dove:

$$f_u = 490,0 \text{ MPa} \quad \text{– Resistenza Ultima}$$

$$\beta_w = 0,90 \quad \text{– Correlation factor EN 1993-1-8 – Tab. 4.1}$$

$$\gamma_{M2} = 1,25 \quad \text{– Coefficiente di sicurezza}$$

Utilizzo tensione

$$U_t = \max\left(\frac{\sigma_{w,Ed}}{\sigma_{w,Rd}}; \frac{|\sigma_{\perp}|}{\sigma_{\perp,Rd}}\right) = 0,31 \leq 1,0$$

Dove:

$$\sigma_{w,Ed} = 135,3 \text{ MPa} \quad \text{– Maximum normal stress transverse to the axis of the weld}$$

$$\sigma_{w,Rd} = 435,6 \text{ MPa} \quad \text{– Resistenza sforzo equivalente}$$

$$|\sigma_{\perp}| = -36,4 \text{ MPa} \quad \text{– Normal stress perpendicular to the throat}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 352,8 \text{ MPa} \quad \text{– Resistenza allo sforzo perpendicolare}$$

Blocco di calcestruzzo

Elemento	Carichi	c [mm]	A _{eff} [mm ²]	σ [MPa]	k _j [-]	f _{jd} [MPa]	Ut [%]	Stato
CB 1	LE1	16	5065	5,2	3,00	46,9	11,2	OK

Spiegazione dei simboli

c Larghezza del supporto

A_{eff} Area effettiva

σ Tensione media nel calcestruzzo

k_j Fattore di Concentrazionef_{jd} La portata ultima del basamento in calcestruzzo

Ut Utilizzo

Risultati dettagliati per CB 1

Verifica resistenza a compressione del blocco di calcestruzzo (EN 1993-1-8 – Cl. 6.2.5)

$$f_{jd} = 46,9 \text{ MPa} \geq \sigma = 5,2 \text{ MPa}$$

Dove:

$$f_{jd}$$

– resistenza di progetto del blocco di calcestruzzo:

$$f_{jd} = \alpha_{cc} \beta_j k_j \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

, dove:

$$\alpha_{cc} =$$

1,00 – long term effects on compressive strength factor

$$\beta_j =$$

0,67 – grout quality factor

$$k_j =$$

3,00 – concentration factor

$$f_{ck} =$$

35,0 MPa – characteristic resistance of concrete in compression

$$\gamma_c =$$

1,50 – safety factor for concrete

$$\sigma$$

– sollecitazione di compressione media nel calcestruzzo sotto la piastra di base

$$\sigma = \frac{N}{A_{eff}}$$

, dove:

$$N =$$

26,5 kN – compressive normal force acting on concrete block

$$A_{eff} =$$

5065 mm² – effective area on which normal force is distributed

Stabilità

Analisi stabilità non calcolata.

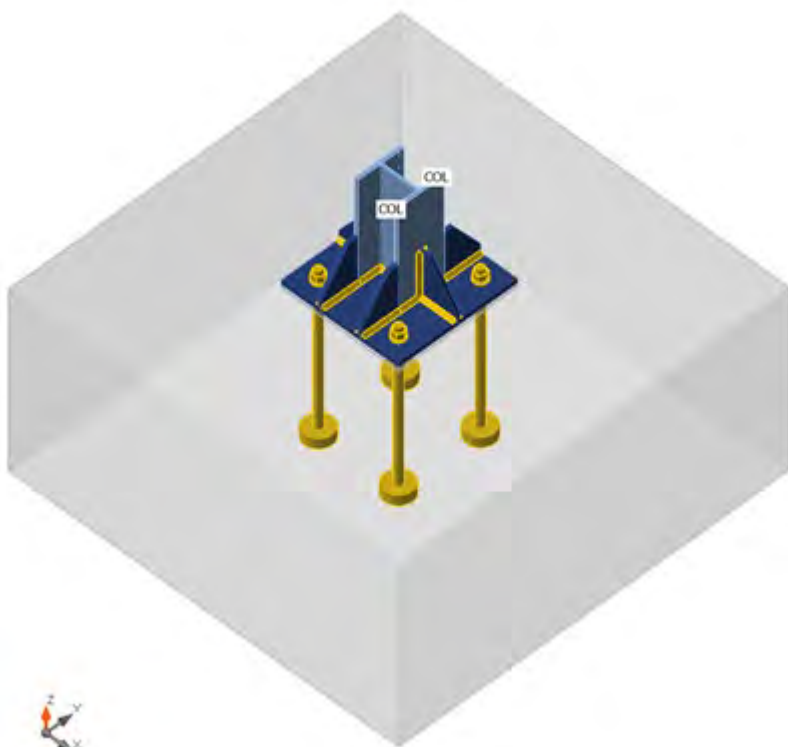
Impostazioni codice

Elemento	Valore	Unità	Riferimento
Safety factor γ_{M0}	1,00	-	EN 1993-1-1: 6.1
Safety factor γ_{M1}	1,00	-	EN 1993-1-1: 6.1
Safety factor γ_{M2}	1,25	-	EN 1993-1-1: 6.1
Safety factor γ_{M3}	1,25	-	EN 1993-1-8: 2.2
Safety factor γ_c	1,50	-	EN 1992-1-1: 2.4.2.4
Safety factor γ_{Inst}	1,20	-	EN 1992-4: Table 4.1
Coefficiente unione β_j	0,67	-	EN 1993-1-8: 6.2.5
Area effettiva - influenza della dimensione della mesh	0,10	-	
Coefficiente di attrito - calcestruzzo	0,25	-	EN 1993-1-8
Coefficiente di attrito in resistenza all'attrito	0,30	-	EN 1993-1-8 scheda 3.7
Deformazione plastica limite	0,05	-	EN 1993-1-5
Dettagli costruttivi	No		
Distanza tra i bulloni [d]	2,20	-	EN 1993-1-8: scheda 3.3
Distanza tra i bulloni e il bordo [d]	1,20	-	EN 1993-1-8: scheda 3.3
Resistenza a rottura conica del calcestruzzo	Entrambi		EN 1992-4: 7.2.1.4 and 7.2.2.5
Usa il valore di α_b calcolato nella verifica a rifollamento.	Si		EN 1993-1-8: scheda 3.4
Calcestruzzo fessurato	Si		EN 1992-4
Verifica di deformazione locale	No		CIDECT DG 1, 3 - 1.1
Limite di deformazione locale	0,03	-	CIDECT DG 1, 3 - 1.1
Non linearità geometrica (GMNA)	Si		Grandi deformazioni per sezioni cave
Sistema controventato	No		EN 1993-1-8: 5.2.2.5

NODO 2

Membrature

Nome	Sezione	β – Direzione [°]	γ - Pendenza [°]	α - Rotazione [°]	Offset ex [mm]	Offset ey [mm]	Offset ez [mm]	Forze in
COL	2 - HEA100	0,0	-90,0	0,0	0	0	0	Nodo



Sezioni

Nome	Materiale
2 - HEA100	S 355

Ancoraggi

Nome	Assieme bullone	Diametro [mm]	fu [MPa]	Superficie lorda [mm ²]
M16 8.8	M16 8.8	16	800,0	201

Effetti del carico (forze in equilibrio)

Nome	Elemento	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	COL	-21,5	0,3	-0,3	0,0	0,2	0,2

Blocco di fondazione

Elemento	Valore	Unità
CB 1		
Dimensioni	860 x 856	mm
Altezza	400	mm
Ancoraggio	M16 8.8	
Lunghezza di ancoraggio	300	mm
Trasferimento dello sforzo di taglio	Ancoraggi	
Giunto di malta	10	mm

Verifica

Riassunto

Nome	Valore	Verifica Stato
Analisi	100,0%	OK
Piastre	0,0 < 5,0%	OK
Ancoraggi	0,7 < 100%	OK
Saldature	3,4 < 100%	OK
Blocco di calcestruzzo	1,6 < 100%	OK

Piastre

Nome	t _p [mm]	Carichi	σ _{Ed} [MPa]	ε _{pI} [%]	σ _{c,Ed} [MPa]	Stato
COL-bf1 1	8,0	LE1	21,8	0,0	0,0	OK

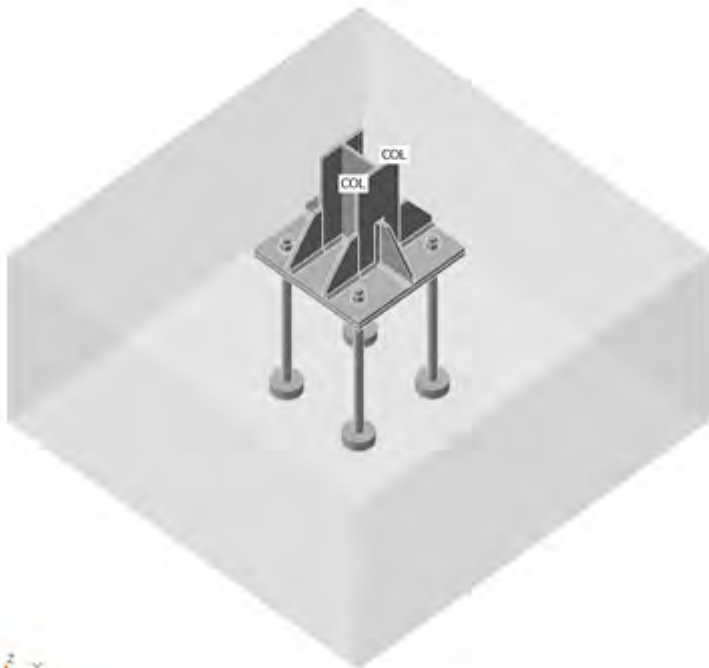
COL-tfl 1	8,0	LE1	16,9	0,0	0,0	OK
COL-w 1	5,0	LE1	12,0	0,0	0,0	OK
BP1	10,0	LE1	8,0	0,0	0,0	OK
WID1a	8,0	LE1	8,6	0,0	0,0	OK
WID1b	8,0	LE1	15,0	0,0	0,0	OK
WID1c	8,0	LE1	5,5	0,0	0,0	OK
WID1d	8,0	LE1	11,9	0,0	0,0	OK
WID1e	8,0	LE1	6,6	0,0	0,0	OK
WID1f	8,0	LE1	10,8	0,0	0,0	OK

Dati Progetto

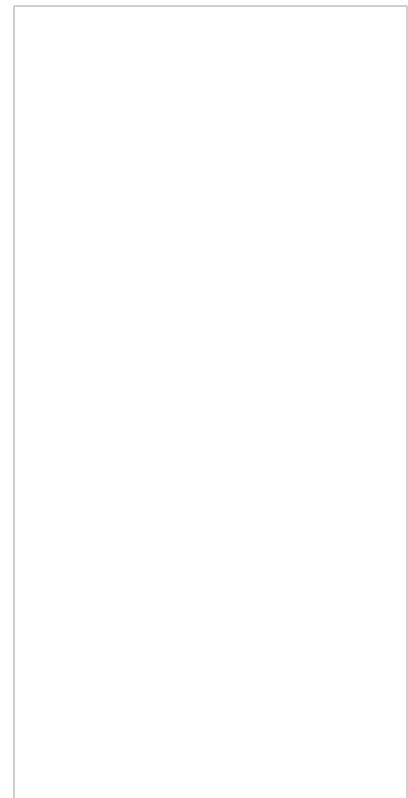
Materiale	f_y [MPa]	ϵ_{lim} [%]
S 355	355,0	5,0

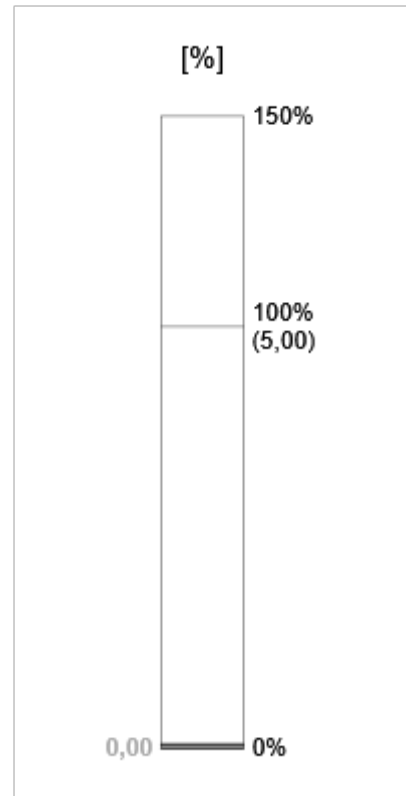
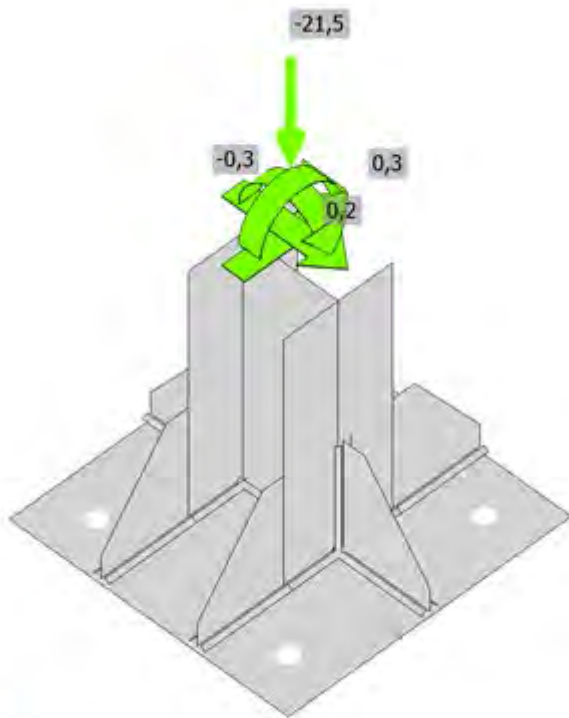
Spiegazione dei simboli

- t_p Spessore piastra
- σ_{Ed} Sforzo equivalente
- ϵ_{Pl} Deformazione Plastica
- $\sigma_{c,Ed}$ Tensione di contatto
- f_y Tensione di snervamento
- ϵ_{lim} Limite di deformazione plastica

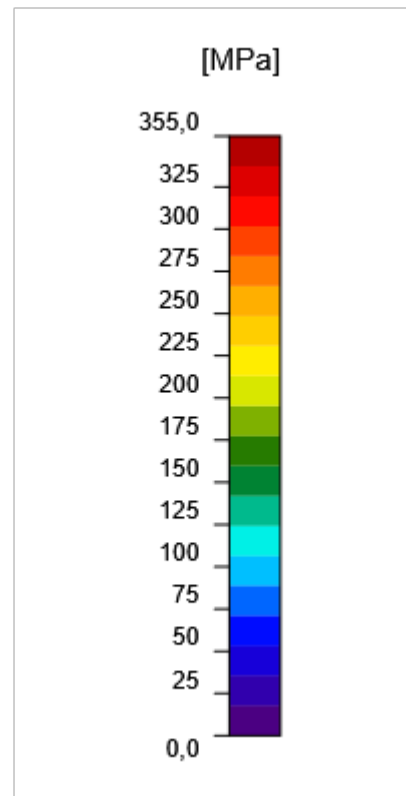
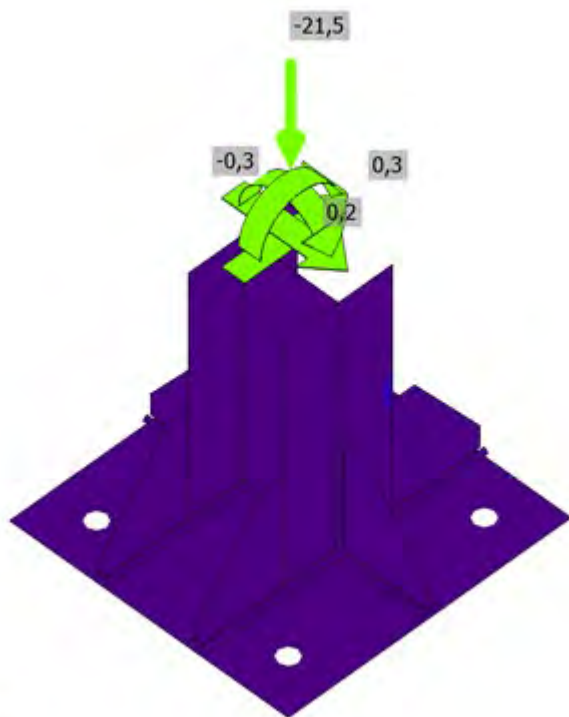


Verifica globale, LE1





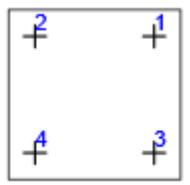
Verifica deformazione, LE1



Sforzo equivalente, LE1

Ancoraggi

Forma	Elemento	Carichi	N _{Ed} [kN]	V _{Ed} [kN]	N _{Rd,p} [kN]	V _{Rd,s} [kN]	V _{Rd,c} [kN]	V _{Rd,cp} [kN]	U _t [%]	U _s [%]	U _{ts} [%]	Stato
	A1	LE1	0,0	0,1	383,0	18,5	55,2	381,4	0,0	0,7	0,1	OK
	A2	LE1	0,0	0,1	383,0	18,5	-	381,4	0,0	0,6	0,0	OK
	A3	LE1	0,0	0,1	383,0	18,5	55,2	381,4	0,0	0,7	0,1	OK

	A4	LE1	0,0	0,1	383,0	18,5	55,5	381,4	0,0	0,7	0,1	OK
-----------------------------------------------------------------------------------	----	-----	-----	-----	-------	------	------	-------	-----	-----	-----	----

Dati Progetto

Classe	$N_{Rd,s}$ [kN]
M16 8.8 - 1	71,2

Spiegazione dei simboli

N_{Ed}	Forza di trazione
V_{Ed}	Risultante delle forze di taglio del bullone V_y e V_z nei piani di taglio
$N_{Rd,p}$	Resistenza di progetto in caso di rottura per pull-out - EN 1992-4 – Cl. 7.2.1.5
$V_{Rd,s}$	Resistenza di progetto a taglio in caso di rottura dell'acciaio - EN 1992-4 – Cl. 7.2.2.3.2
$V_{Rd,c}$	Resistenza di progetto in caso di rottura del cono di calcestruzzo sotto carico di taglio - EN 1992-4 – Cl. 7.2.2.5
$V_{Rd,cp}$	Resistenza di progetto in caso di rottura del calcestruzzo per pryout - EN 1992-4 – Cl. 7.2.2.4
U_t	Utilizzo in trazione
U_s	Utilizzo a taglio
U_{ts}	Utilizzo in trazione e taglio
$N_{Rd,s}$	Resistenza di progetto alla trazione di un elemento di fissaggio in caso di rottura dell'acciaio - EN 1992-4 – Cl. 7.2.1.3

Risultati dettagliati per A1

Resistenza a trazione dell'ancoraggio (EN 1992-4 – Cl. 7.2.1.3)

$$N_{Rd,s} = \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}} = 71,2 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 0,0 \text{ kN}$$

$$N_{Rk,s} = c \cdot A_s \cdot f_{uk} = 106,8 \text{ kN}$$

Dove:

$$c = 0,85 \quad \text{– fattore di riduzione per taglio filettatura}$$

$$A_s = 157 \text{ mm}^2 \quad \text{– area soggetta alla trazione}$$

$$f_{uk} = 800,0 \text{ MPa} \quad \text{– resistenza alla trazione minima del bullone}$$

$$\gamma_{Ms} = 1,50 \quad \text{– coefficiente di sicurezza per acciaio}$$

$$\gamma_{Ms} = 1,2 \cdot \frac{f_{yk}}{f_{yk}} \geq 1,4$$

, dove:

$$f_{yk} =$$

640,0 MPa – tensione di snervamento minima del bullone

Resistenza a pullout del calcestruzzo (EN 1992-4 – Cl. 7.2.1.5)

$$\frac{N_{Rd,p}}{N_{Ed}} = \frac{383,0 \text{ kN}}{0,0 \text{ kN}} \geq \frac{N_{Ed}}{N_{Ed}} = 1,0$$

$$N_{Rk,p} = k_2 \cdot A_h \cdot f_{ck} = 689,4 \text{ kN}$$

Dove:

$$k_2 = 7,50 \quad \text{– coefficiente per calcestruzzo fessurato / non fessurato}$$

$$A_h = 2626 \text{ mm}^2 \quad \text{– area della testa portante del fissaggio}$$

$$A_h = \frac{\pi}{4} \cdot (d_h^2 - d^2)$$

, dove:

$$d_h =$$

60 mm

$$\leq 6 \cdot t_h + d$$

– dimensione utile della piastra a rondella, dove:

$$t_h \geq \frac{d_h - d}{6} =$$

7 mm – spessore della testa del fissaggio con testa

$d =$

16 mm – diametro del gambo del fissaggio

$$f_{ck} = 35,0 \text{ MPa}$$

– resistenza a compressione del calcestruzzo

$$\gamma_{Mc} = 1,80$$

– coefficiente di sicurezza per calcestruzzo

Resistenza a taglio (EN 1992-4 – Cl. 7.2.2.3.2)

$$\frac{V_{Rd,s}}{V_{res}} = 18,5 \text{ kN} \geq V_{Ed} = 0,1 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{Rk,s}}{\alpha_M \cdot M_{res}} = 23,2 \text{ kN}$$

Dove:

$$\alpha_M = 2,00$$

– fattore che tiene conto del grado di ritenuta del fissaggio

$$M_{Rk,s} = 0,3 \text{ kNm}$$

– resistenza caratteristica flessionale del fissaggio influenzata dal carico assiale

$$M_{Rk,s} = M_{Rk,s}^0 \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{Rk,s}}\right)$$

, dove:

$$N_{Ed} =$$

0,0 kN – carico di trazione di progetto

$$N_{Rd,s} = \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}} =$$

71,2 kN – resistenza a trazione di un fissaggio alla rottura dell'acciaio

$$M_{Rk,s}^0 = 0,3 \text{ kNm}$$

– resistenza caratteristica flessionale del fissaggio

$$M_{Rk,s}^0 = 1,2 \cdot W_{el} \cdot f_{uk}$$

, dove:

$$W_{el} = \frac{\pi \cdot d_s^3}{32} =$$

277 mm³ – modulo di sezione elastica del fissaggio

$$d_s =$$

14 mm – diametro ridotto dalla filettatura

$$f_{uk} =$$

800,0 MPa – resistenza alla trazione minima del bullone

$$l_a = 23 \text{ mm}$$

– lunghezza del braccio della leva

$$l_a = a_3 + e_1$$

, dove:

$$a_3 = 0,5 \cdot d =$$

8 mm – distanza tra il punto presunto di vincolo del fissaggio caricato a taglio e la superficie del calcestruzzo

$$e_1 = t_g + \frac{t_{fix}}{2} =$$

15 mm – eccentricità del carico di taglio agente rispetto alla superficie del calcestruzzo, trascurando lo spessore di una boiacca livellatrice o malta

$$t_g =$$

10 mm – spessore del livello di malta liquida

$$t_{fix} =$$

10 mm – spessore piastra di base

$$\gamma_{Ms} = 1,25$$

– coefficiente di sicurezza per acciaio

Resistenza rottura del bordo di calcestruzzo (EN 1992-4 – Cl. 7.2.2.5)

La verifica viene eseguita per un gruppo di ancoraggi che formano i coni di rottura a taglio: A1, A3

$$V_{Rd,c} = \frac{V_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}} = 55,2 \text{ kN} \geq V_{Ed,g} = 0,4 \text{ kN}$$

$$V_{Rk,c} = V_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{s,V}}{A_{s,V}^0} \cdot \psi_{c,V} \cdot \psi_{h,V} \cdot \psi_{ec,V} \cdot 82,9 \text{ kN}$$

Dove:

$$V_{Ed,g} = 0,4 \text{ kN}$$

– somma delle forze a taglio degli ancoraggi su piastra di base comune

$$V_{Rk,c}^0 = 74,8 \text{ kN}$$

– valore iniziale della resistenza caratteristica a taglio del fissaggio

$$V_{Rk,c}^0 = k_G \cdot \alpha_{nom}^{\alpha} \cdot l_f^{\beta} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot c_1^{1,5}$$

, dove:

$$k_G =$$

1,70 – parametro che tiene conto dello stato del calcestruzzo

$$\alpha_{nom} =$$

16 mm – diametro ancoraggio

$$\alpha = 0,1 \cdot \left(\frac{l_f}{c_1}\right)^{0,5} =$$

0,08 – fattore

$$l_f = \min(h_{ef}, 12 \cdot d) =$$

192 mm – parametro relativo alla lunghezza del fissaggio, dove:

$$h_{ef} =$$

300 mm – lunghezza dell'ancoraggio incorporata nel calcestruzzo

$$\alpha_{nom} =$$

16 mm – diametro ancoraggio

$$\beta = 0,1 \cdot \left(\frac{d_{max}}{c_1}\right)^{0,2} =$$

0,06 – fattore

$$f_{ck} =$$

35,0 MPa – resistenza a compressione del calcestruzzo

$$c_1 =$$

267 mm

$$\leq \max\left(\frac{h}{1,5}, \frac{c_{2,max}}{1,5}, \frac{s}{3}\right)$$

– distanza dal bordo del fissaggio nella direzione 1 verso il bordo nella direzione di carico

$$A_{c,V} = 342400 \text{ mm}^2 \quad \text{– area effettiva del corpo di break-out di calcestruzzo idealizzato}$$

$$A_{c,V}^0 = 320000 \text{ mm}^2 \quad \text{– riferimento area proiettata del cono di rottura}$$

$$A_{c,V}^0 = 4,5 \cdot c_1^2$$

, dove:

$$c_1 =$$

267 mm

$$\leq \max\left(\frac{h}{1,5}, \frac{c_{2,max}}{1,5}, \frac{s}{3}\right)$$

– distanza dal bordo del fissaggio nella direzione 1 verso il bordo nella direzione di carico

$$\psi_{s,V} = 0,96 \quad \text{– parametro relativo alla distribuzione delle tensioni nel calcestruzzo a causa della vicinanza del fissaggio a un bordo dell'elemento in calcestruzzo:}$$

$$\psi_{s,V} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c_2}{1,5 \cdot c_1} \leq 1$$

, dove:

$$c_1 =$$

267 mm

$$\leq \max\left(\frac{h}{1,5}, \frac{c_{2,max}}{1,5}, \frac{s}{3}\right)$$

– distanza dal bordo del fissaggio nella direzione 1 verso il bordo nella direzione di carico

$$c_2 =$$

340 mm – distanza dal bordo del fissaggio perpendicolare alla direzione 1 che è la più piccola distanza dal bordo in un elemento stretto con più bordi

$$h =$$

400 mm – spessore dell'elemento in calcestruzzo

$$c_{2,max} =$$

340 mm – maggiore delle due distanze dai bordi parallele alla direzione di carico

$$s =$$

180 mm – distanza massima nella direzione 2 tra gli elementi di fissaggio entro un gruppo

$$\psi_{h,V} = 1,00 \quad \text{– fattore di modifica per gli ancoraggi posizionati in un elemento di calcestruzzo ribassato:}$$

$$\psi_{h,V} = \left(\frac{1,5 \cdot c_1}{h}\right)^{0,5} \geq 1$$

, dove:

$$h =$$

400 mm – spessore dell'elemento in calcestruzzo

$$c_1 = 267 \text{ mm} \\ \leq \max\left(\frac{h}{1,5}, \frac{c_{2,max}}{1,5}, \frac{\delta}{3}\right)$$

– distanza dal bordo del fissaggio nella direzione 1 verso il bordo nella direzione di carico

$$\psi_{ec,V} = 1,00 \quad \text{– fattore di modifica per gruppi di ancoraggi caricati eccentricamente a taglio:}$$

$$\psi_{ec,V} = \frac{1}{1 + \frac{2e_V}{3c_1}} \leq 1$$

, dove:

$$e_V =$$

0 mm – eccentricità carico a taglio

$$c_1 =$$

267 mm

$$\leq \max\left(\frac{h}{1,5}, \frac{c_{2,max}}{1,5}, \frac{\delta}{3}\right)$$

– distanza dal bordo del fissaggio nella direzione 1 verso il bordo nella direzione di carico

$$\psi_{a,V} = 1,08 \quad \text{– fattore di modifica per gli ancoraggi caricati a un angolo con il bordo di calcestruzzo}$$

$$\psi_{a,V} = \sqrt{\frac{1}{(\cos \alpha_V)^2 + (0,5 \cdot \sin \alpha_V)^2}} \geq 1$$

, dove:

$$\alpha_V =$$

26,6° – angolo tra il carico agente sul fissaggio o gruppo di fissaggi e la direzione perpendicolare al bordo libero considerato

$$\psi_{re,V} = 1,00 \quad \text{– parametro che tiene conto dell'effetto dello spalling del guscio, non si presume nessuna armatura o staffe nel bordo}$$

$$\gamma_{Mc} = 1,50 \quad \text{– coefficiente di sicurezza per calcestruzzo}$$

Resistenza a pryout del calcestruzzo (EN 1992-4 – Cl. 7.2.2.4)

La verifica viene eseguita per un gruppo di ancoraggi sulla piastra di base comune

$$V_{Rd,cp} = \frac{V_{Rk,cp}}{\gamma_{Mc}} = 381,4 \text{ kN} \geq V_{Ed,g} = 0,4 \text{ kN}$$

$$V_{Rk,cp} = k_8 \cdot 572,1 \text{ kN}$$

Dove:

$$k_8 = 2,00 \quad \text{– fattore che tiene conto della profondità di infissione del fissaggio}$$

$$N_{Rk,c} = 286,1 \text{ kN} \quad \text{– rottura conica caratteristica del calcestruzzo di un fissaggio o di un gruppo di fissaggi; si presume che tutti gli ancoraggi siano in trazione}$$

$$\gamma_{Mc} = 1,50 \quad \text{– coefficiente di sicurezza per calcestruzzo}$$

Interazione delle forze di trazione e taglio nell'acciaio (EN 1992-4 – Tab. 7.3)

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,s}}\right)^2 + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,s}} \leq 1,0$$

Dove:

$$N_{Ed} = 0,0 \text{ kN} \quad \text{– forza di trazione di progetto}$$

$$N_{Rd,s} = 71,2 \text{ kN} \quad \text{– resistenza alla trazione del fissaggio}$$

$$V_{Ed} = 0,1 \text{ kN} \quad \text{– sforzo di taglio di progetto}$$

$$V_{Rd,s} = 18,5 \text{ kN} \quad \text{– resistenza al taglio del fissaggio}$$

Interazione delle forze di trazione e taglio nel calcestruzzo (EN 1992-4 – Tab. 7.3)

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,t}}\right)^{1,5} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,t}} \leq 1,0$$

Dove:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,t}} \quad \text{– il valore di utilizzo più grande per le modalità di rottura per trazione}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,t}} \quad \text{– il valore di utilizzo più grande per le modalità di rottura per taglio}$$

$$\frac{N_{Edg}}{N_{Rd,t}} = 0\% \quad - \text{rottura del cono di calcestruzzo dell'ancoraggio a trazione}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,p}} = 0\% \quad - \text{rottura a pullout del calcestruzzo}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,cb}} = 0\% \quad - \text{rottura a blowout del calcestruzzo}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,t}} = 0\% \quad - \text{rottura del bordo del calcestruzzo}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,cb}} = 0\% \quad - \text{rottura a pryout del calcestruzzo}$$

Risultati dettagliati per A2

Resistenza a trazione dell'ancoraggio (EN 1992-4 – Cl. 7.2.1.3)

$$N_{Rd,t} = \frac{N_{Rk,t}}{\gamma_{M_s}} = 71,2 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 0,0 \text{ kN}$$

$$N_{Rk,t} = c \cdot A_s \cdot f_{uk} = 106,8 \text{ kN}$$

Dove:

$$c = 0,85 \quad - \text{fattore di riduzione per taglio filettatura}$$

$$A_s = 157 \text{ mm}^2 \quad - \text{area soggetta alla trazione}$$

$$f_{uk} = 800,0 \text{ MPa} \quad - \text{resistenza alla trazione minima del bullone}$$

$$\gamma_{M_s} = 1,50 \quad - \text{coefficiente di sicurezza per acciaio}$$

$$\gamma_{M_s} = 1,2 \cdot \frac{f_{yk}}{f_{yk}} \geq 1,4$$

, dove:

$$f_{yk} =$$

640,0 MPa – tensione di snervamento minima del bullone

Resistenza a pullout del calcestruzzo (EN 1992-4 – Cl. 7.2.1.5)

$$\frac{N_{Rd,p}}{N_{s,c}} = 383,0 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 0,0 \text{ kN}$$

$$N_{Rk,p} = k_2 \cdot A_h \cdot f_{ck} = 689,4 \text{ kN}$$

Dove:

$$k_2 = 7,50 \quad - \text{coefficiente per calcestruzzo fessurato / non fessurato}$$

$$A_h = 2626 \text{ mm}^2 \quad - \text{area della testa portante del fissaggio}$$

$$A_h = \frac{\pi}{4} \cdot (d_h^2 - d^2)$$

, dove:

$$d_h =$$

60 mm

$$\leq 6 \cdot t_h + d$$

– dimensione utile della piastra a rondella, dove:

$$t_h \geq \frac{d_h - d}{6} =$$

7 mm – spessore della testa del fissaggio con testa

$$d =$$

16 mm – diametro del gambo del fissaggio

$$f_{ck} = 35,0 \text{ MPa} \quad - \text{resistenza a compressione del calcestruzzo}$$

$$\gamma_{M_c} = 1,80 \quad - \text{coefficiente di sicurezza per calcestruzzo}$$

Resistenza a taglio (EN 1992-4 – Cl. 7.2.2.3.2)

$$\frac{V_{Rd,t}}{V_{s,c}} = 18,5 \text{ kN} \geq V_{Ed} = 0,1 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{Rk,t}}{\alpha_{sv} \cdot M_{s,c}} = 23,2 \text{ kN}$$

Dove:

$$\alpha_M = 2,00$$

– fattore che tiene conto del grado di ritenuta del fissaggio

$$M_{Rk,s} = 0,3 \text{ kNm}$$

– resistenza caratteristica flessionale del fissaggio influenzata dal carico assiale

$$M_{Rk,s} = M_{Rk,s}^0 \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{Rd,s}}\right)$$

, dove:

$$N_{Ed} =$$

0,0 kN – carico di trazione di progetto

$$N_{Rd,s} = \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}} =$$

71,2 kN – resistenza a trazione di un fissaggio alla rottura dell'acciaio

$$M_{Rk,s}^0 = 0,3 \text{ kNm}$$

– resistenza caratteristica flessionale del fissaggio

$$M_{Rk,s}^0 = 1,2 \cdot W_{el} \cdot f_{uk}$$

, dove:

$$W_{el} = \frac{\pi \cdot d_s^3}{32} =$$

277 mm³ – modulo di sezione elastica del fissaggio

$$d_s =$$

14 mm – diametro ridotto dalla filettatura

$$f_{uk} =$$

800,0 MPa – resistenza alla trazione minima del bullone

$$l_a = 23 \text{ mm}$$

– lunghezza del braccio della leva

$$l_a = a_3 + e_1$$

, dove:

$$a_3 = 0,5 \cdot d =$$

8 mm – distanza tra il punto presunto di vincolo del fissaggio caricato a taglio e la superficie del calcestruzzo

$$e_1 = t_g + \frac{t_{fix}}{2} =$$

15 mm – eccentricità del carico di taglio agente rispetto alla superficie del calcestruzzo, trascurando lo spessore di una boiaccia livellatrice o malta

$$t_g =$$

10 mm – spessore del livello di malta liquida

$$t_{fix} =$$

10 mm – spessore piastra di base

$$\gamma_{Ms} = 1,25$$

– coefficiente di sicurezza per acciaio

Resistenza a pryout del calcestruzzo (EN 1992-4 – Cl. 7.2.2.4)

La verifica viene eseguita per un gruppo di ancoraggi sulla piastra di base comune

$$V_{Rd,cp} = \frac{V_{Rk,cp}}{\gamma_{Mz}} = 381,4 \text{ kN} \geq V_{Ed,g} = 0,4 \text{ kN}$$

$$V_{Rk,cp} = k_8 \cdot 572,1 \text{ kN}$$

Dove:

$$k_8 = 2,00$$

– fattore che tiene conto della profondità di infissione del fissaggio

$$N_{Rk,c} = 286,1 \text{ kN}$$

– rottura conica caratteristica del calcestruzzo di un fissaggio o di un gruppo di fissaggi; si presume che tutti gli ancoraggi siano in trazione

$$\gamma_{Mz} = 1,50$$

– coefficiente di sicurezza per calcestruzzo

Interazione delle forze di trazione e taglio nell'acciaio (EN 1992-4 – Tab. 7.3)

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,s}}\right)^2 + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,s}} \leq 1,0$$

Dove:

$$N_{Ed} = 0,0 \text{ kN}$$

– forza di trazione di progetto

$$N_{Rd,s} = 71,2 \text{ kN}$$

– resistenza alla trazione del fissaggio

$$V_{Ed} = 0,1 \text{ kN}$$

– sforzo di taglio di progetto

$$V_{Rd,s} = 18,5 \text{ kN}$$

– resistenza al taglio del fissaggio

Interazione delle forze di trazione e taglio nel calcestruzzo (EN 1992-4 – Tab. 7.3)

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,t}}\right)^{1,5} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,t}} \leq 1,0$$

Dove:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,t}} \quad \text{– il valore di utilizzo più grande per le modalità di rottura per trazione}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,t}} \quad \text{– il valore di utilizzo più grande per le modalità di rottura per taglio}$$

$$\frac{N_{Ed,t}}{N_{Rd,t}} = 0\% \quad \text{– rottura del cono di calcestruzzo dell'ancoraggio a trazione}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,p}} = 0\% \quad \text{– rottura a pullout del calcestruzzo}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,cb}} = 0\% \quad \text{– rottura a blowout del calcestruzzo}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,t}} = 0\% \quad \text{– rottura del bordo del calcestruzzo}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,cb}} = 0\% \quad \text{– rottura a pryout del calcestruzzo}$$

Risultati dettagliati per A3

Resistenza a trazione dell'ancoraggio (EN 1992-4 – Cl. 7.2.1.3)

$$N_{Rd,t} = \frac{N_{Rk,t}}{\gamma_{M_s}} = 71,2 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 0,0 \text{ kN}$$

$$N_{Rk,t} = c \cdot A_s \cdot f_{uk} = 106,8 \text{ kN}$$

Dove:

$$c = 0,85 \quad \text{– fattore di riduzione per taglio filettatura}$$

$$A_s = 157 \text{ mm}^2 \quad \text{– area soggetta alla trazione}$$

$$f_{uk} = 800,0 \text{ MPa} \quad \text{– resistenza alla trazione minima del bullone}$$

$$\gamma_{M_s} = 1,50 \quad \text{– coefficiente di sicurezza per acciaio}$$

$$\gamma_{M_s} = 1,2 \cdot \frac{f_{uk}}{f_{yk}} \geq 1,4$$

, dove:

$$f_{yk} =$$

640,0 MPa – tensione di snervamento minima del bullone

Resistenza a pullout del calcestruzzo (EN 1992-4 – Cl. 7.2.1.5)

$$\frac{N_{Rd,p}}{N_{Rd,t}} = 383,0 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 0,0 \text{ kN}$$

$$N_{Rk,p} = k_2 \cdot A_h \cdot f_{ck} = 689,4 \text{ kN}$$

Dove:

$$k_2 = 7,50 \quad \text{– coefficiente per calcestruzzo fessurato / non fessurato}$$

$$A_h = 2626 \text{ mm}^2 \quad \text{– area della testa portante del fissaggio}$$

$$A_h = \frac{\pi}{4} \cdot (d_h^2 - d^2)$$

, dove:

$$d_h =$$

60 mm

$$\leq 6 \cdot t_h + d$$

– dimensione utile della piastra a rondella, dove:

$$t_h \geq \frac{d_h - d}{6} =$$

7 mm – spessore della testa del fissaggio con testa

$$d =$$

16 mm – diametro del gambo del fissaggio

$$f_{ck} = 35,0 \text{ MPa} \quad \text{– resistenza a compressione del calcestruzzo}$$

$$\gamma_{M_c} = 1,80 \quad \text{– coefficiente di sicurezza per calcestruzzo}$$

Resistenza a taglio (EN 1992-4 – Cl. 7.2.2.3.2)

$$\frac{V_{Rd,s}}{V_{s,s}} = 18,5 \text{ kN} \geq V_{Ed} = 0,1 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{Rk,s}}{\alpha_M \cdot M_{s,s}} = 23,2 \text{ kN}$$

Dove:

$$\alpha_M = 2,00 \quad \text{– fattore che tiene conto del grado di ritenuta del fissaggio}$$

$$M_{Rk,s} = 0,3 \text{ kNm} \quad \text{– resistenza caratteristica flessionale del fissaggio influenzata dal carico assiale}$$

$$M_{Rk,s} = M_{Rk,s}^0 \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{Rk,s}}\right)$$

, dove:

$$N_{Ed} =$$

0,0 kN – carico di trazione di progetto

$$N_{Rd,s} = \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}} =$$

71,2 kN – resistenza a trazione di un fissaggio alla rottura dell'acciaio

$$M_{Rk,s}^0 = 0,3 \text{ kNm} \quad \text{– resistenza caratteristica flessionale del fissaggio}$$

$$M_{Rk,s}^0 = 1,2 \cdot W_{el} \cdot f_{uk}$$

, dove:

$$W_{el} = \frac{\pi \cdot d_s^3}{32} =$$

277 mm³ – modulo di sezione elastica del fissaggio

$$d_s =$$

14 mm – diametro ridotto dalla filettatura

$$f_{uk} =$$

800,0 MPa – resistenza alla trazione minima del bullone

$$l_a = 23 \text{ mm} \quad \text{– lunghezza del braccio della leva}$$

$$l_a = a_3 + e_1$$

, dove:

$$a_3 = 0,5 \cdot d =$$

8 mm – distanza tra il punto presunto di vincolo del fissaggio caricato a taglio e la superficie del calcestruzzo

$$e_1 = t_g + \frac{t_{fix}}{2} =$$

15 mm – eccentricità del carico di taglio agente rispetto alla superficie del calcestruzzo, trascurando lo spessore di una boiacca livellatrice o malta

$$t_g =$$

10 mm – spessore del livello di malta liquida

$$t_{fix} =$$

10 mm – spessore piastra di base

$$\gamma_{Ms} = 1,25 \quad \text{– coefficiente di sicurezza per acciaio}$$

Resistenza rottura del bordo di calcestruzzo (EN 1992-4 – Cl. 7.2.2.5)

La verifica viene eseguita per un gruppo di ancoraggi che formano i coni di rottura a taglio: A1, A3

$$V_{Rd,c} = \frac{V_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}} = 55,2 \text{ kN} \geq V_{Ed,g} = 0,4 \text{ kN}$$

$$V_{Rk,c} = V_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{s,V}}{A_{s,V}^0} \cdot \psi_{s,V} \cdot \psi_{h,V} \cdot \psi_{ec,V} \cdot 82,9 \text{ kN}$$

Dove:

$$V_{Ed,g} = 0,4 \text{ kN} \quad \text{– somma delle forze a taglio degli ancoraggi su piastra di base comune}$$

$$V_{Rk,c}^0 = 74,8 \text{ kN} \quad \text{– valore iniziale della resistenza caratteristica a taglio del fissaggio}$$

$$V_{Rk,c}^0 = k_Q \cdot d_{nom}^\alpha \cdot l_f^\beta \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot c_1^{1,5}$$

, dove:

$$k_Q =$$

1,70 – parametro che tiene conto dello stato del calcestruzzo

$$d_{nom} =$$

16 mm – diametro ancoraggio

$$\alpha = 0,1 \cdot \left(\frac{l_f}{c_1}\right)^{0,5} =$$

0,08 – fattore

$$l_f = \min(h_{ef}, 12 \cdot d) =$$

192 mm – parametro relativo alla lunghezza del fissaggio, dove:

$$h_{ef} =$$

300 mm – lunghezza dell'ancoraggio incorporata nel calcestruzzo

$$d_{nom} =$$

16 mm – diametro ancoraggio

$$\beta = 0,1 \cdot \left(\frac{d_{nom}}{c_1}\right)^{0,2} =$$

0,06 – fattore

$$f_{ck} =$$

35,0 MPa – resistenza a compressione del calcestruzzo

$$c_1 =$$

267 mm

$$\leq \max\left(\frac{h}{1,5}, \frac{c_{2,max}}{1,5}, \frac{s}{3}\right)$$

– distanza dal bordo del fissaggio nella direzione 1 verso il bordo nella direzione di carico

$$A_{c,V} = 342400 \text{ mm}^2 \quad \text{– area effettiva del corpo di break-out di calcestruzzo idealizzato}$$

$$A_{c,V}^0 = 320000 \text{ mm}^2 \quad \text{– riferimento area proiettata del cono di rottura}$$

$$A_{c,V}^0 = 4,5 \cdot c_1^2$$

, dove:

$$c_1 =$$

267 mm

$$\leq \max\left(\frac{h}{1,5}, \frac{c_{2,max}}{1,5}, \frac{s}{3}\right)$$

– distanza dal bordo del fissaggio nella direzione 1 verso il bordo nella direzione di carico

$$\psi_{s,V} = 0,96 \quad \text{– parametro relativo alla distribuzione delle tensioni nel calcestruzzo a causa della vicinanza del fissaggio a un bordo dell'elemento in calcestruzzo:}$$

$$\psi_{s,V} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c_1}{1,5 \cdot c_1} \leq 1$$

, dove:

$$c_1 =$$

267 mm

$$\leq \max\left(\frac{h}{1,5}, \frac{c_{2,max}}{1,5}, \frac{s}{3}\right)$$

– distanza dal bordo del fissaggio nella direzione 1 verso il bordo nella direzione di carico

$$c_2 =$$

340 mm – distanza dal bordo del fissaggio perpendicolare alla direzione 1 che è la più piccola distanza dal bordo in un elemento stretto con più bordi

$$h =$$

400 mm – spessore dell'elemento in calcestruzzo

$$c_{2,max} =$$

340 mm – maggiore delle due distanze dai bordi parallele alla direzione di carico

$$s =$$

180 mm – distanza massima nella direzione 2 tra gli elementi di fissaggio entro un gruppo

$$\psi_{h,V} = 1,00 \quad \text{– fattore di modifica per gli ancoraggi posizionati in un elemento di calcestruzzo ribassato:}$$

$$\psi_{h,V} = \left(\frac{1,5 \cdot c_1}{h}\right)^{0,5} \geq 1$$

, dove:

$$h =$$

400 mm – spessore dell'elemento in calcestruzzo

$$c_1 =$$

267 mm

$$\leq \max\left(\frac{h}{1,5}, \frac{c_{2,max}}{1,5}, \frac{s}{3}\right)$$

– distanza dal bordo del fissaggio nella direzione 1 verso il bordo nella direzione di carico

$$\psi_{ec,V} = 1,00$$

– fattore di modifica per gruppi di ancoraggi caricati eccentricamente a taglio:

$$\psi_{ec,V} = \frac{1}{1 + \frac{2e_V}{3c_1}} \leq 1$$

, dove:

$$e_V =$$

0 mm – eccentricità carico a taglio

$$c_1 =$$

267 mm

$$\leq \max\left(\frac{h}{1,5}, \frac{c_{1,max}}{1,5}, \frac{s}{3}\right)$$

– distanza dal bordo del fissaggio nella direzione 1 verso il bordo nella direzione di carico

$$\psi_{\alpha,V} = 1,08$$

– fattore di modifica per gli ancoraggi caricati a un angolo con il bordo di calcestruzzo

$$\psi_{\alpha,V} = \sqrt{\frac{1}{(\cos \alpha_V)^2 + (0,5 \cdot \sin \alpha_V)^2}} \geq 1$$

, dove:

$$\alpha_V =$$

26,6° – angolo tra il carico agente sul fissaggio o gruppo di fissaggi e la direzione perpendicolare al bordo libero considerato

$$\psi_{re,V} = 1,00$$

– parametro che tiene conto dell'effetto dello spalling del guscio, non si presume nessuna armatura o staffe nel bordo

$$\gamma_{Mc} = 1,50$$

– coefficiente di sicurezza per calcestruzzo

Resistenza a pryout del calcestruzzo (EN 1992-4 – Cl. 7.2.2.4)

La verifica viene eseguita per un gruppo di ancoraggi sulla piastra di base comune

$$V_{Rd,cp} = \frac{V_{Rk,cp}}{\gamma_{Mc}} = 381,4 \text{ kN} \geq V_{Ed,g} = 0,4 \text{ kN}$$

$$V_{Rk,cp} = k_8 \cdot 572,1 \text{ kN}$$

Dove:

$$k_8 = 2,00$$

– fattore che tiene conto della profondità di infissione del fissaggio

$$N_{Rk,c} = 286,1 \text{ kN}$$

– rottura conica caratteristica del calcestruzzo di un fissaggio o di un gruppo di fissaggi; si presume che tutti gli ancoraggi siano in trazione

$$\gamma_{Mc} = 1,50$$

– coefficiente di sicurezza per calcestruzzo

Interazione delle forze di trazione e taglio nell'acciaio (EN 1992-4 – Tab. 7.3)

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,t}}\right)^2 + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,t}} \leq 1,0$$

Dove:

$$N_{Ed} = 0,0 \text{ kN} \quad \text{– forza di trazione di progetto}$$

$$N_{Rd,t} = 71,2 \text{ kN} \quad \text{– resistenza alla trazione del fissaggio}$$

$$V_{Ed} = 0,1 \text{ kN} \quad \text{– sforzo di taglio di progetto}$$

$$V_{Rd,t} = 18,5 \text{ kN} \quad \text{– resistenza al taglio del fissaggio}$$

Interazione delle forze di trazione e taglio nel calcestruzzo (EN 1992-4 – Tab. 7.3)

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,t}}\right)^{1,5} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,t}} \leq 1,0$$

Dove:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,t}} \quad \text{– il valore di utilizzo più grande per le modalità di rottura per trazione}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,t}} \quad \text{– il valore di utilizzo più grande per le modalità di rottura per taglio}$$

$$\frac{N_{Ed,g}}{N_{Rd,c}} = 0\% \quad \text{– rottura del cono di calcestruzzo dell'ancoraggio a trazione}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,p}} = 0\% \quad \text{– rottura a pullout del calcestruzzo}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,cb}} = 0\% \quad \text{– rottura a blowout del calcestruzzo}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,s}} = 0\% \quad \text{– rottura del bordo del calcestruzzo}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,cb}} = 0\% \quad \text{– rottura a pryout del calcestruzzo}$$

Risultati dettagliati per A4

Resistenza a trazione dell'ancoraggio (EN 1992-4 – Cl. 7.2.1.3)

$$N_{Rd,s} = \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}} = 71,2 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 0,0 \text{ kN}$$

$$N_{Rk,s} = c \cdot A_s \cdot f_{uk} = 106,8 \text{ kN}$$

Dove:

$$c = 0,85 \quad \text{– fattore di riduzione per taglio filettatura}$$

$$A_s = 157 \text{ mm}^2 \quad \text{– area soggetta alla trazione}$$

$$f_{uk} = 800,0 \text{ MPa} \quad \text{– resistenza alla trazione minima del bullone}$$

$$\gamma_{Ms} = 1,50 \quad \text{– coefficiente di sicurezza per acciaio}$$

$$\gamma_{Ms} = 1,2 \cdot \frac{f_{yk}}{f_{yk}} \geq 1,4$$

, dove:

$$f_{yk} =$$

640,0 MPa – tensione di snervamento minima del bullone

Resistenza a pullout del calcestruzzo (EN 1992-4 – Cl. 7.2.1.5)

$$N_{Rd,p} = 383,0 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 0,0 \text{ kN}$$

$$N_{Rk,p} = k_2 \cdot A_h \cdot f_{ck} = 689,4 \text{ kN}$$

Dove:

$$k_2 = 7,50 \quad \text{– coefficiente per calcestruzzo fessurato / non fessurato}$$

$$A_h = 2626 \text{ mm}^2 \quad \text{– area della testa portante del fissaggio}$$

$$A_h = \frac{\pi}{4} \cdot (d_h^2 - d^2)$$

, dove:

$$d_h =$$

60 mm

$$\leq 6 \cdot t_h + d$$

– dimensione utile della piastra a rondella, dove:

$$t_h \geq \frac{d_h - d}{6} =$$

7 mm – spessore della testa del fissaggio con testa

$$d =$$

16 mm – diametro del gambo del fissaggio

$$f_{ck} = 35,0 \text{ MPa} \quad \text{– resistenza a compressione del calcestruzzo}$$

$$\gamma_{Mc} = 1,80 \quad \text{– coefficiente di sicurezza per calcestruzzo}$$

Resistenza a taglio (EN 1992-4 – Cl. 7.2.2.3.2)

$$V_{Rd,s} = 18,5 \text{ kN} \geq V_{Ed} = 0,1 \text{ kN}$$

$$V_{Rk,s} = 23,2 \text{ kN}$$

Dove:

$$\alpha_M = 2,00 \quad \text{– fattore che tiene conto del grado di ritenuta del fissaggio}$$

$$M_{Rk,s} = 0,3 \text{ kNm} \quad \text{– resistenza caratteristica flessionale del fissaggio influenzata dal carico assiale}$$

$$M_{Rd,s} = M_{Rk,s}^0 \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{Rd,s}}\right)$$

, dove:

$$N_{Ed} =$$

0,0 kN – carico di trazione di progetto

$$N_{Rd,s} = \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{M_s}} =$$

71,2 kN – resistenza a trazione di un fissaggio alla rottura dell'acciaio

$$M_{Rk,s}^0 = 0,3 \text{ kNm}$$

– resistenza caratteristica flessionale del fissaggio

$$M_{Rk,s}^0 = 1,2 \cdot W_{el} \cdot f_{uk}$$

, dove:

$$W_{el} = \frac{\pi \cdot d_c^3}{32} =$$

277 mm³ – modulo di sezione elastica del fissaggio

$$d_c =$$

14 mm – diametro ridotto dalla filettatura

$$f_{uk} =$$

800,0 MPa – resistenza alla trazione minima del bullone

$$l_a = 23 \text{ mm}$$

– lunghezza del braccio della leva

$$l_a = a_3 + e_1$$

, dove:

$$a_3 = 0,5 \cdot d =$$

8 mm – distanza tra il punto presunto di vincolo del fissaggio caricato a taglio e la superficie del calcestruzzo

$$e_1 = t_g + \frac{t_{lx}}{2} =$$

15 mm – eccentricità del carico di taglio agente rispetto alla superficie del calcestruzzo, trascurando lo spessore di una boiaccia livellatrice o malta

$$t_g =$$

10 mm – spessore del livello di malta liquida

$$t_{lx} =$$

10 mm – spessore piastra di base

$$\gamma_{M_s} = 1,25$$

– coefficiente di sicurezza per acciaio

Resistenza rottura del bordo di calcestruzzo (EN 1992-4 – Cl. 7.2.2.5)

La verifica viene eseguita per un gruppo di ancoraggi che formano i coni di rottura a taglio: A3, A4

$$V_{Rd,c} = \frac{V_{Rk,c}}{\gamma_{M_c}} = 55,5 \text{ kN} \geq V_{Ed,g} = 0,4 \text{ kN}$$

$$V_{Rk,c} = V_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{s,V}}{A_{s,V}^0} \cdot \psi_{s,V} \cdot \psi_{h,V} \cdot \psi_{ec,V} \cdot 83,3 \text{ kN}$$

Dove:

$$V_{Ed,g} = 0,4 \text{ kN} \quad \text{– somma delle forze a taglio degli ancoraggi su piastra di base comune}$$

$$V_{Rk,c}^0 = 74,8 \text{ kN} \quad \text{– valore iniziale della resistenza caratteristica a taglio del fissaggio}$$

$$V_{Rk,c}^0 = k_0 \cdot d_{nom}^{\alpha} \cdot l_f^{\beta} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot c_1^{1,5}$$

, dove:

$$k_0 =$$

1,70 – parametro che tiene conto dello stato del calcestruzzo

$$d_{nom} =$$

16 mm – diametro ancoraggio

$$\alpha = 0,1 \cdot \left(\frac{l_f}{c_1}\right)^{0,5} =$$

0,08 – fattore

$$l_f = \min(h_{ef}, 12 \cdot d) =$$

192 mm – parametro relativo alla lunghezza del fissaggio, dove:

$$h_{ef} =$$

300 mm – lunghezza dell'ancoraggio incorporata nel calcestruzzo

$$d_{nom} =$$

16 mm – diametro ancoraggio

$$\beta = 0,1 \cdot \left(\frac{d_{nom}}{c_1}\right)^{0,2} =$$

0,06 – fattore

$$f_{ck} =$$

35,0 MPa – resistenza a compressione del calcestruzzo

$$c_1 =$$

267 mm

$$\leq \max\left(\frac{h}{1,5}, \frac{c_{2,max}}{1,5}, \frac{s}{3}\right)$$

– distanza dal bordo del fissaggio nella direzione 1 verso il bordo nella direzione di carico

$$A_{c,V} = 344000 \text{ mm}^2 \quad \text{– area effettiva del corpo di break-out di calcestruzzo idealizzato}$$

$$A_{c,V}^0 = 320000 \text{ mm}^2 \quad \text{– riferimento area proiettata del cono di rottura}$$

$$A_{c,V}^0 = 4,5 \cdot c_1^2$$

, dove:

$$c_1 =$$

267 mm

$$\leq \max\left(\frac{h}{1,5}, \frac{c_{2,max}}{1,5}, \frac{s}{3}\right)$$

– distanza dal bordo del fissaggio nella direzione 1 verso il bordo nella direzione di carico

$$\psi_{s,V} = 0,96 \quad \text{– parametro relativo alla distribuzione delle tensioni nel calcestruzzo a causa della vicinanza del fissaggio a un bordo dell'elemento in calcestruzzo:}$$

$$\psi_{s,V} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c_2}{1,5 \cdot c_1} \leq 1$$

, dove:

$$c_1 =$$

267 mm

$$\leq \max\left(\frac{h}{1,5}, \frac{c_{2,max}}{1,5}, \frac{s}{3}\right)$$

– distanza dal bordo del fissaggio nella direzione 1 verso il bordo nella direzione di carico

$$c_2 =$$

340 mm – distanza dal bordo del fissaggio perpendicolare alla direzione 1 che è la più piccola distanza dal bordo in un elemento stretto con più bordi

$$h =$$

400 mm – spessore dell'elemento in calcestruzzo

$$c_{2,max} =$$

340 mm – maggiore delle due distanze dai bordi parallele alla direzione di carico

$$s =$$

180 mm – distanza massima nella direzione 2 tra gli elementi di fissaggio entro un gruppo

$$\psi_{h,V} = 1,00 \quad \text{– fattore di modifica per gli ancoraggi posizionati in un elemento di calcestruzzo ribassato:}$$

$$\psi_{h,V} = \left(\frac{1,5 \cdot c_1}{h}\right)^{0,5} \geq 1$$

, dove:

$$h =$$

400 mm – spessore dell'elemento in calcestruzzo

$$c_1 =$$

267 mm

$$\leq \max\left(\frac{h}{1,5}, \frac{c_{2,max}}{1,5}, \frac{s}{3}\right)$$

– distanza dal bordo del fissaggio nella direzione 1 verso il bordo nella direzione di carico

$$\psi_{ec,V} = 1,00 \quad \text{– fattore di modifica per gruppi di ancoraggi caricati eccentricamente a taglio:}$$

$$\psi_{ec,V} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot e_V}{3 \cdot c_1}} \leq 1$$

, dove:

$$e_V =$$

0 mm – eccentricità carico a taglio

$$c_1 =$$

267 mm

$$\leq \max\left(\frac{h}{1,5}, \frac{c_{2,max}}{1,5}, \frac{s}{3}\right)$$

– distanza dal bordo del fissaggio nella direzione 1 verso il bordo nella direzione di carico

$$\psi_{\alpha,V} = 1,08 \quad \text{– fattore di modifica per gli ancoraggi caricati a un angolo con il bordo di calcestruzzo}$$

$$\psi_{a,V} = \sqrt{\frac{1}{(\cos \alpha_V)^2 + (0,5 \cdot \sin \alpha_V)^2}} \geq 1$$

, dove:

$$\alpha_V =$$

26,6° – angolo tra il carico agente sul fissaggio o gruppo di fissaggi e la direzione perpendicolare al bordo libero considerato

$$\psi_{re,V} = 1,00$$

– parametro che tiene conto dell'effetto dello spalling del guscio, non si presume nessuna armatura o staffe nel bordo

$$\gamma_{Mc} = 1,50$$

– coefficiente di sicurezza per calcestruzzo

Resistenza a pryout del calcestruzzo (EN 1992-4 – Cl. 7.2.2.4)

La verifica viene eseguita per un gruppo di ancoraggi sulla piastra di base comune

$$V_{Rd,cp} = \frac{V_{Rk,cp}}{\gamma_{Mc}} = 381,4 \text{ kN} \geq V_{Ed,g} = 0,4 \text{ kN}$$

$$V_{Rk,cp} = k_8 \cdot 572,1 \text{ kN}$$

Dove:

$$k_8 = 2,00$$

– fattore che tiene conto della profondità di infissione del fissaggio

$$N_{Rk,c} = 286,1 \text{ kN}$$

– rottura conica caratteristica del calcestruzzo di un fissaggio o di un gruppo di fissaggi; si presume che tutti gli ancoraggi siano in trazione

$$\gamma_{Mc} = 1,50$$

– coefficiente di sicurezza per calcestruzzo

Interazione delle forze di trazione e taglio nell'acciaio (EN 1992-4 – Tab. 7.3)

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,t}}\right)^2 + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,s}} \leq 1,0$$

Dove:

$$N_{Ed} = 0,0 \text{ kN}$$

– forza di trazione di progetto

$$N_{Rd,t} = 71,2 \text{ kN}$$

– resistenza alla trazione del fissaggio

$$V_{Ed} = 0,1 \text{ kN}$$

– sforzo di taglio di progetto

$$V_{Rd,s} = 18,5 \text{ kN}$$

– resistenza al taglio del fissaggio

Interazione delle forze di trazione e taglio nel calcestruzzo (EN 1992-4 – Tab. 7.3)

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,t}}\right)^{1,5} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c}} \leq 1,0$$

Dove:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,t}}$$

– il valore di utilizzo più grande per le modalità di rottura per trazione

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c}}$$

– il valore di utilizzo più grande per le modalità di rottura per taglio

$$\frac{N_{Ed,g}}{N_{Rd,t}} = 0\%$$

– rottura del cono di calcestruzzo dell'ancoraggio a trazione

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,p}} = 0\%$$

– rottura a pullout del calcestruzzo

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,cb}} = 0\%$$

– rottura a blowout del calcestruzzo

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c}} = 0\%$$

– rottura del bordo del calcestruzzo

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,cb}} = 0\%$$

– rottura a pryout del calcestruzzo

Saldature

Elemento	Bordo	T _w [mm]	L [mm]	Carichi	σ _{w,Ed} [MPa]	ε _{pl} [%]	σ _⊥ [MPa]	τ [MPa]	τ _⊥ [MPa]	Ut [%]	Ut _c [%]	Stato
BP1	COL-bfl 1	▲ 5,0 ▼	100	LE1	6,3	0,0	-2,9	-1,4	-2,9	1,4	1,2	OK
		▲ 5,0 ▼	100	LE1	6,5	0,0	-3,0	1,5	3,0	1,5	1,2	OK
BP1	COL-tfl 1	▲ 5,0 ▼	100	LE1	5,1	0,0	-2,3	-1,1	-2,4	1,2	0,9	OK
		▲ 5,0 ▼	100	LE1	5,3	0,0	-2,5	1,3	2,4	1,2	1,0	OK
BP1	COL-w 1	▲ 5,0 ▼	88	LE1	5,6	0,0	-2,8	0,2	-2,8	1,3	0,9	OK
		▲ 5,0 ▼	88	LE1	5,6	0,0	-2,8	-0,2	2,8	1,3	0,9	OK
BP1	WID1a	▲ 5,0 ▼	80	LE1	6,3	0,0	-2,9	1,5	-2,8	1,4	1,0	OK

		▲ 5,0 ▲	80	LE1	6,4	0,0	-2,8	-1,6	2,9	1,5	1,0	OK
COL-bfl 1	WID1a	-	100	-	-	-	-	-	-	-	-	OK
BP1	WID1b	▲ 5,0 ▲	80	LE1	7,7	0,0	-3,5	1,8	-3,5	1,8	1,4	OK
		▲ 5,0 ▲	80	LE1	7,6	0,0	-3,5	-1,7	3,5	1,7	1,4	OK
COL-bfl 1	WID1b	-	100	-	-	-	-	-	-	-	-	OK
BP1	WID1c	▲ 5,0 ▲	80	LE1	4,7	0,0	-2,1	1,2	-2,1	1,1	0,7	OK
		▲ 5,0 ▲	80	LE1	4,9	0,0	-2,2	-1,3	2,2	1,1	0,8	OK
COL-tfl 1	WID1c	-	100	-	-	-	-	-	-	-	-	OK
BP1	WID1d	▲ 5,0 ▲	80	LE1	6,2	0,0	-2,9	1,4	-2,9	1,4	1,2	OK
		▲ 5,0 ▲	80	LE1	6,0	0,0	-2,8	-1,3	2,8	1,4	1,1	OK
COL-tfl 1	WID1d	-	100	-	-	-	-	-	-	-	-	OK
BP1	WID1e	▲ 5,0 ▲	80	LE1	4,5	0,0	-1,8	1,6	-1,8	1,0	0,9	OK
		▲ 5,0 ▲	80	LE1	4,2	0,0	-1,7	-1,3	1,8	1,0	0,8	OK
COL-tfl 1	WID1e	▲ 5,0 ▲	100	LE1	8,7	0,0	-2,0	-4,5	-2,0	2,0	0,7	OK
		▲ 5,0 ▲	100	LE1	8,6	0,0	-2,0	4,4	2,0	2,0	0,7	OK
BP1	WID1f	▲ 5,0 ▲	80	LE1	6,3	0,0	-2,6	2,0	-2,7	1,5	1,2	OK
		▲ 5,0 ▲	80	LE1	6,7	0,0	-2,7	-2,3	2,7	1,5	1,3	OK
COL-bfl 1	WID1f	▲ 5,0 ▲	100	LE1	14,9	0,0	-3,8	-7,4	-3,8	3,4	1,1	OK
		▲ 5,0 ▲	100	LE1	15,0	0,0	-3,7	7,5	3,7	3,4	1,1	OK

Dati Progetto

Materiale	β_w [-]	$\sigma_{w,Rd}$ [MPa]	0.9σ [MPa]
S 355	0,90	435,6	352,8

Spiegazione dei simboli

- T_w Throat thickness a
 L Lunghezza
 $\sigma_{w,Ed}$ Sforzo equivalente
 ϵ_{Pl} Deformazione
 σ_{\perp} Tensione perpendicolare
 $\tau_{||}$ Sforzo di taglio parallelo all'asse della saldatura
 τ_{\perp} Sforzo di taglio perpendicolare all'asse della saldatura
 U_t Utilizzo
 U_{tc} Utilizzo della capacità della saldatura
 β_w Correlation factor EN 1993-1-8 – Tab. 4.1
 $\sigma_{w,Rd}$ Resistenza sforzo equivalente
 0.9σ Resistenza allo sforzo perpendicolare: $0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$
▲ Saldatura riempita

Risultati dettagliati per BP1 / COL-bfl 1 - 1

Verifica della resistenza della saldatura (EN 1993-1-8 – Cl. 4.5.3.2)

$$\sigma_{w,Rd} = f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) = 435,6 \text{ MPa} \geq \sigma_{w,Ed} = [\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{||}^2)]^{0.5} = 6,3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 0,9 f_u / \gamma_{M2} = 352,8 \text{ MPa} \geq |\sigma_{\perp}| = 2,9 \text{ MPa}$$

dove:

$$f_u = 490,0 \text{ MPa} \quad \text{– Resistenza Ultima}$$

$$\beta_w = 0,90 \quad \text{– Correlation factor EN 1993-1-8 – Tab. 4.1}$$

$$\gamma_{M2} = 1,25 \quad \text{– Coefficiente di sicurezza}$$

Utilizzo tensione

$$U_t = \max\left(\frac{\sigma_{w,Ed}}{\sigma_{w,Rd}}; \frac{|\sigma_{\perp}|}{\sigma_{\perp,Rd}}\right) = 0,01 \leq 1,0$$

Dove:

$$\sigma_{w,Ed} = 6,3 \text{ MPa} \quad \text{– Maximum normal stress transverse to the axis of the weld}$$

$$\sigma_{w,Rd} = 435,6 \text{ MPa} \quad \text{– Resistenza sforzo equivalente}$$

$$|\sigma_{\perp}| = -2,9 \text{ MPa} \quad \text{– Normal stress perpendicular to the throat}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 352,8 \text{ MPa} \quad \text{– Resistenza allo sforzo perpendicolare}$$

Risultati dettagliati per BP1 / COL-bfl 1 - 2

Verifica della resistenza della saldatura (EN 1993-1-8 – Cl. 4.5.3.2)

$$\sigma_{w,Rd} = f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) = 435,6 \text{ MPa} \geq \sigma_{w,Ed} = [\sigma_1^2 + 3(\tau_1^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0.5} = 6,5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 0,9 f_u / \gamma_{M2} = 352,8 \text{ MPa} \geq |\sigma_{\perp}| = 3,0 \text{ MPa}$$

dove:

$$f_u = 490,0 \text{ MPa} \quad \text{– Resistenza Ultima}$$

$$\beta_w = 0,90 \quad \text{– Correlation factor EN 1993-1-8 – Tab. 4.1}$$

$$\gamma_{M2} = 1,25 \quad \text{– Coefficiente di sicurezza}$$

Utilizzo tensione

$$U_t = \max\left(\frac{\sigma_{w,Ed}}{\sigma_{w,Rd}}; \frac{|\sigma_{\perp}|}{\sigma_{\perp,Rd}}\right) = 0,01 \leq 1,0$$

Dove:

$$\sigma_{w,Ed} = 6,5 \text{ MPa} \quad \text{– Maximum normal stress transverse to the axis of the weld}$$

$$\sigma_{w,Rd} = 435,6 \text{ MPa} \quad \text{– Resistenza sforzo equivalente}$$

$$|\sigma_{\perp}| = -3,0 \text{ MPa} \quad \text{– Normal stress perpendicular to the throat}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 352,8 \text{ MPa} \quad \text{– Resistenza allo sforzo perpendicolare}$$

Risultati dettagliati per BP1 / COL-tfl 1 - 1

Verifica della resistenza della saldatura (EN 1993-1-8 – Cl. 4.5.3.2)

$$\sigma_{w,Rd} = f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) = 435,6 \text{ MPa} \geq \sigma_{w,Ed} = [\sigma_1^2 + 3(\tau_1^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0.5} = 5,1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 0,9 f_u / \gamma_{M2} = 352,8 \text{ MPa} \geq |\sigma_{\perp}| = 2,3 \text{ MPa}$$

dove:

$$f_u = 490,0 \text{ MPa} \quad \text{– Resistenza Ultima}$$

$$\beta_w = 0,90 \quad \text{– Correlation factor EN 1993-1-8 – Tab. 4.1}$$

$$\gamma_{M2} = 1,25 \quad \text{– Coefficiente di sicurezza}$$

Utilizzo tensione

$$U_t = \max\left(\frac{\sigma_{w,Ed}}{\sigma_{w,Rd}}; \frac{|\sigma_{\perp}|}{\sigma_{\perp,Rd}}\right) = 0,01 \leq 1,0$$

Dove:

$$\sigma_{w,Ed} = 5,1 \text{ MPa} \quad \text{– Maximum normal stress transverse to the axis of the weld}$$

$$\sigma_{w,Rd} = 435,6 \text{ MPa} \quad \text{– Resistenza sforzo equivalente}$$

$$|\sigma_{\perp}| = -2,3 \text{ MPa} \quad \text{– Normal stress perpendicular to the throat}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 352,8 \text{ MPa} \quad \text{– Resistenza allo sforzo perpendicolare}$$

Risultati dettagliati per BP1 / COL-tfl 1 - 2

Verifica della resistenza della saldatura (EN 1993-1-8 – Cl. 4.5.3.2)

$$\sigma_{w,Rd} = f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) = 435,6 \text{ MPa} \geq \sigma_{w,Ed} = [\sigma_1^2 + 3(\tau_1^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0.5} = 5,3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 0,9 f_u / \gamma_{M2} = 352,8 \text{ MPa} \geq |\sigma_{\perp}| = 2,5 \text{ MPa}$$

dove:

$$f_u = 490,0 \text{ MPa} \quad \text{– Resistenza Ultima}$$

$$\beta_w = 0,90 \quad \text{– Correlation factor EN 1993-1-8 – Tab. 4.1}$$

$$\gamma_{M2} = 1,25 \quad \text{– Coefficiente di sicurezza}$$

Utilizzo tensione

$$U_t = \max\left(\frac{\sigma_{w,Ed}}{\sigma_{w,Rd}} ; \frac{|\sigma_{\perp}|}{\sigma_{\perp,Rd}}\right) = 0,01 \leq 1,0$$

Dove:

$$\sigma_{w,Ed} = 5,3 \text{ MPa} \quad - \text{Maximum normal stress transverse to the axis of the weld}$$

$$\sigma_{w,Rd} = 435,6 \text{ MPa} \quad - \text{Resistenza sforzo equivalente}$$

$$|\sigma_{\perp}| = -2,5 \text{ MPa} \quad - \text{Normal stress perpendicular to the throat}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 352,8 \text{ MPa} \quad - \text{Resistenza allo sforzo perpendicolare}$$

Risultati dettagliati per BP1 / COL-w 1 - 1

Verifica della resistenza della saldatura (EN 1993-1-8 – Cl. 4.5.3.2)

$$\sigma_{w,Rd} = f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) = 435,6 \text{ MPa} \geq \sigma_{w,Ed} = [\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0.5} = 5,6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 0,9 f_u / \gamma_{M2} = 352,8 \text{ MPa} \geq |\sigma_{\perp}| = 2,8 \text{ MPa}$$

dove:

$$f_u = 490,0 \text{ MPa} \quad - \text{Resistenza Ultima}$$

$$\beta_w = 0,90 \quad - \text{Correlation factor EN 1993-1-8 – Tab. 4.1}$$

$$\gamma_{M2} = 1,25 \quad - \text{Coefficiente di sicurezza}$$

Utilizzo tensione

$$U_t = \max\left(\frac{\sigma_{w,Ed}}{\sigma_{w,Rd}} ; \frac{|\sigma_{\perp}|}{\sigma_{\perp,Rd}}\right) = 0,01 \leq 1,0$$

Dove:

$$\sigma_{w,Ed} = 5,6 \text{ MPa} \quad - \text{Maximum normal stress transverse to the axis of the weld}$$

$$\sigma_{w,Rd} = 435,6 \text{ MPa} \quad - \text{Resistenza sforzo equivalente}$$

$$|\sigma_{\perp}| = -2,8 \text{ MPa} \quad - \text{Normal stress perpendicular to the throat}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 352,8 \text{ MPa} \quad - \text{Resistenza allo sforzo perpendicolare}$$

Risultati dettagliati per BP1 / COL-w 1 - 2

Verifica della resistenza della saldatura (EN 1993-1-8 – Cl. 4.5.3.2)

$$\sigma_{w,Rd} = f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) = 435,6 \text{ MPa} \geq \sigma_{w,Ed} = [\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0.5} = 5,6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 0,9 f_u / \gamma_{M2} = 352,8 \text{ MPa} \geq |\sigma_{\perp}| = 2,8 \text{ MPa}$$

dove:

$$f_u = 490,0 \text{ MPa} \quad - \text{Resistenza Ultima}$$

$$\beta_w = 0,90 \quad - \text{Correlation factor EN 1993-1-8 – Tab. 4.1}$$

$$\gamma_{M2} = 1,25 \quad - \text{Coefficiente di sicurezza}$$

Utilizzo tensione

$$U_t = \max\left(\frac{\sigma_{w,Ed}}{\sigma_{w,Rd}} ; \frac{|\sigma_{\perp}|}{\sigma_{\perp,Rd}}\right) = 0,01 \leq 1,0$$

Dove:

$$\sigma_{w,Ed} = 5,6 \text{ MPa} \quad - \text{Maximum normal stress transverse to the axis of the weld}$$

$$\sigma_{w,Rd} = 435,6 \text{ MPa} \quad - \text{Resistenza sforzo equivalente}$$

$$|\sigma_{\perp}| = -2,8 \text{ MPa} \quad - \text{Normal stress perpendicular to the throat}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 352,8 \text{ MPa} \quad - \text{Resistenza allo sforzo perpendicolare}$$

Risultati dettagliati per BP1 / WID1a - 1

Verifica della resistenza della saldatura (EN 1993-1-8 – Cl. 4.5.3.2)

$$\sigma_{w,Rd} = f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) = 435,6 \text{ MPa} \geq \sigma_{w,Ed} = [\sigma_1^2 + 3(\tau_1^2 + \tau_{II}^2)]^{0.5} = 6,3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 0,9 f_u / \gamma_{M2} = 352,8 \text{ MPa} \geq |\sigma_{\perp}| = 2,9 \text{ MPa}$$

dove:

$$f_u = 490,0 \text{ MPa} \quad \text{– Resistenza Ultima}$$

$$\beta_w = 0,90 \quad \text{– Correlation factor EN 1993-1-8 – Tab. 4.1}$$

$$\gamma_{M2} = 1,25 \quad \text{– Coefficiente di sicurezza}$$

Utilizzo tensione

$$U_t = \max\left(\frac{\sigma_{w,Ed}}{\sigma_{w,Rd}}; \frac{|\sigma_{\perp}|}{\sigma_{\perp,Rd}}\right) = 0,01 \leq 1,0$$

Dove:

$$\sigma_{w,Ed} = 6,3 \text{ MPa} \quad \text{– Maximum normal stress transverse to the axis of the weld}$$

$$\sigma_{w,Rd} = 435,6 \text{ MPa} \quad \text{– Resistenza sforzo equivalente}$$

$$|\sigma_{\perp}| = -2,9 \text{ MPa} \quad \text{– Normal stress perpendicular to the throat}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 352,8 \text{ MPa} \quad \text{– Resistenza allo sforzo perpendicolare}$$

Risultati dettagliati per BP1 / WID1a - 2

Verifica della resistenza della saldatura (EN 1993-1-8 – Cl. 4.5.3.2)

$$\sigma_{w,Rd} = f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) = 435,6 \text{ MPa} \geq \sigma_{w,Ed} = [\sigma_1^2 + 3(\tau_1^2 + \tau_{II}^2)]^{0.5} = 6,4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 0,9 f_u / \gamma_{M2} = 352,8 \text{ MPa} \geq |\sigma_{\perp}| = 2,8 \text{ MPa}$$

dove:

$$f_u = 490,0 \text{ MPa} \quad \text{– Resistenza Ultima}$$

$$\beta_w = 0,90 \quad \text{– Correlation factor EN 1993-1-8 – Tab. 4.1}$$

$$\gamma_{M2} = 1,25 \quad \text{– Coefficiente di sicurezza}$$

Utilizzo tensione

$$U_t = \max\left(\frac{\sigma_{w,Ed}}{\sigma_{w,Rd}}; \frac{|\sigma_{\perp}|}{\sigma_{\perp,Rd}}\right) = 0,01 \leq 1,0$$

Dove:

$$\sigma_{w,Ed} = 6,4 \text{ MPa} \quad \text{– Maximum normal stress transverse to the axis of the weld}$$

$$\sigma_{w,Rd} = 435,6 \text{ MPa} \quad \text{– Resistenza sforzo equivalente}$$

$$|\sigma_{\perp}| = -2,8 \text{ MPa} \quad \text{– Normal stress perpendicular to the throat}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 352,8 \text{ MPa} \quad \text{– Resistenza allo sforzo perpendicolare}$$

Risultati dettagliati per COL-bf1 / WID1a - 1

Le saldature di testa non sono verificate. Si presume che la loro resistenza sia la stessa di quella dell'elemento saldato.

Risultati dettagliati per BP1 / WID1b - 1

Verifica della resistenza della saldatura (EN 1993-1-8 – Cl. 4.5.3.2)

$$\sigma_{w,Rd} = f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) = 435,6 \text{ MPa} \geq \sigma_{w,Ed} = [\sigma_1^2 + 3(\tau_1^2 + \tau_{II}^2)]^{0.5} = 7,7 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 0,9 f_u / \gamma_{M2} = 352,8 \text{ MPa} \geq |\sigma_{\perp}| = 3,5 \text{ MPa}$$

dove:

$$f_u = 490,0 \text{ MPa} \quad \text{– Resistenza Ultima}$$

$$\beta_w = 0,90 \quad \text{– Correlation factor EN 1993-1-8 – Tab. 4.1}$$

$$\gamma_{M2} = 1,25 \quad - \text{Coefficiente di sicurezza}$$

Utilizzo tensione

$$U_t = \max\left(\frac{\sigma_{w,Ed}}{\sigma_{w,Rd}} ; \frac{|\sigma_{\perp}|}{\sigma_{\perp,Rd}}\right) = 0,02 \leq 1,0$$

Dove:

$$\sigma_{w,Ed} = 7,7 \text{ MPa} \quad - \text{Maximum normal stress transverse to the axis of the weld}$$

$$\sigma_{w,Rd} = 435,6 \text{ MPa} \quad - \text{Resistenza sforzo equivalente}$$

$$|\sigma_{\perp}| = -3,5 \text{ MPa} \quad - \text{Normal stress perpendicular to the throat}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 352,8 \text{ MPa} \quad - \text{Resistenza allo sforzo perpendicolare}$$

Risultati dettagliati per BP1 / WID1b - 2

Verifica della resistenza della saldatura (EN 1993-1-8 – Cl. 4.5.3.2)

$$\sigma_{w,Rd} = f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) = 435,6 \text{ MPa} \geq \sigma_{w,Ed} = [\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0,5} = 7,6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 0,9 f_u / \gamma_{M2} = 352,8 \text{ MPa} \geq |\sigma_{\perp}| = 3,5 \text{ MPa}$$

dove:

$$f_u = 490,0 \text{ MPa} \quad - \text{Resistenza Ultima}$$

$$\beta_w = 0,90 \quad - \text{Correlation factor EN 1993-1-8 – Tab. 4.1}$$

$$\gamma_{M2} = 1,25 \quad - \text{Coefficiente di sicurezza}$$

Utilizzo tensione

$$U_t = \max\left(\frac{\sigma_{w,Ed}}{\sigma_{w,Rd}} ; \frac{|\sigma_{\perp}|}{\sigma_{\perp,Rd}}\right) = 0,02 \leq 1,0$$

Dove:

$$\sigma_{w,Ed} = 7,6 \text{ MPa} \quad - \text{Maximum normal stress transverse to the axis of the weld}$$

$$\sigma_{w,Rd} = 435,6 \text{ MPa} \quad - \text{Resistenza sforzo equivalente}$$

$$|\sigma_{\perp}| = -3,5 \text{ MPa} \quad - \text{Normal stress perpendicular to the throat}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 352,8 \text{ MPa} \quad - \text{Resistenza allo sforzo perpendicolare}$$

Risultati dettagliati per COL-bf1 / WID1b - 1

Le saldature di testa non sono verificate. Si presume che la loro resistenza sia la stessa di quella dell'elemento saldato.

Risultati dettagliati per BP1 / WID1c - 1

Verifica della resistenza della saldatura (EN 1993-1-8 – Cl. 4.5.3.2)

$$\sigma_{w,Rd} = f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) = 435,6 \text{ MPa} \geq \sigma_{w,Ed} = [\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0,5} = 4,7 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 0,9 f_u / \gamma_{M2} = 352,8 \text{ MPa} \geq |\sigma_{\perp}| = 2,1 \text{ MPa}$$

dove:

$$f_u = 490,0 \text{ MPa} \quad - \text{Resistenza Ultima}$$

$$\beta_w = 0,90 \quad - \text{Correlation factor EN 1993-1-8 – Tab. 4.1}$$

$$\gamma_{M2} = 1,25 \quad - \text{Coefficiente di sicurezza}$$

Utilizzo tensione

$$U_t = \max\left(\frac{\sigma_{w,Ed}}{\sigma_{w,Rd}} ; \frac{|\sigma_{\perp}|}{\sigma_{\perp,Rd}}\right) = 0,01 \leq 1,0$$

Dove:

$$\sigma_{w,Ed} = 4,7 \text{ MPa} \quad - \text{Maximum normal stress transverse to the axis of the weld}$$

$$\sigma_{w,Rd} = 435,6 \text{ MPa} \quad - \text{ Resistenza sforzo equivalente}$$

$$|\sigma_{\perp}| = -2,1 \text{ MPa} \quad - \text{ Normal stress perpendicular to the throat}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 352,8 \text{ MPa} \quad - \text{ Resistenza allo sforzo perpendicolare}$$

Risultati dettagliati per BP1 / WID1c - 2

Verifica della resistenza della saldatura (EN 1993-1-8 – Cl. 4.5.3.2)

$$\sigma_{w,Rd} = f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) = 435,6 \text{ MPa} \geq \sigma_{w,Ed} = [\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0.5} = 4,9 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 0,9 f_u / \gamma_{M2} = 352,8 \text{ MPa} \geq |\sigma_{\perp}| = 2,2 \text{ MPa}$$

dove:

$$f_u = 490,0 \text{ MPa} \quad - \text{ Resistenza Ultima}$$

$$\beta_w = 0,90 \quad - \text{ Correlation factor EN 1993-1-8 – Tab. 4.1}$$

$$\gamma_{M2} = 1,25 \quad - \text{ Coefficiente di sicurezza}$$

Utilizzo tensione

$$U_t = \max\left(\frac{\sigma_{w,Ed}}{\sigma_{w,Rd}}; \frac{|\sigma_{\perp}|}{\sigma_{\perp,Rd}}\right) = 0,01 \leq 1,0$$

Dove:

$$\sigma_{w,Ed} = 4,9 \text{ MPa} \quad - \text{ Maximum normal stress transverse to the axis of the weld}$$

$$\sigma_{w,Rd} = 435,6 \text{ MPa} \quad - \text{ Resistenza sforzo equivalente}$$

$$|\sigma_{\perp}| = -2,2 \text{ MPa} \quad - \text{ Normal stress perpendicular to the throat}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 352,8 \text{ MPa} \quad - \text{ Resistenza allo sforzo perpendicolare}$$

Risultati dettagliati per COL-tfl 1 / WID1c - 1

Le saldature di testa non sono verificate. Si presume che la loro resistenza sia la stessa di quella dell'elemento saldato.

Risultati dettagliati per BP1 / WID1d - 1

Verifica della resistenza della saldatura (EN 1993-1-8 – Cl. 4.5.3.2)

$$\sigma_{w,Rd} = f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) = 435,6 \text{ MPa} \geq \sigma_{w,Ed} = [\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0.5} = 6,2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 0,9 f_u / \gamma_{M2} = 352,8 \text{ MPa} \geq |\sigma_{\perp}| = 2,9 \text{ MPa}$$

dove:

$$f_u = 490,0 \text{ MPa} \quad - \text{ Resistenza Ultima}$$

$$\beta_w = 0,90 \quad - \text{ Correlation factor EN 1993-1-8 – Tab. 4.1}$$

$$\gamma_{M2} = 1,25 \quad - \text{ Coefficiente di sicurezza}$$

Utilizzo tensione

$$U_t = \max\left(\frac{\sigma_{w,Ed}}{\sigma_{w,Rd}}; \frac{|\sigma_{\perp}|}{\sigma_{\perp,Rd}}\right) = 0,01 \leq 1,0$$

Dove:

$$\sigma_{w,Ed} = 6,2 \text{ MPa} \quad - \text{ Maximum normal stress transverse to the axis of the weld}$$

$$\sigma_{w,Rd} = 435,6 \text{ MPa} \quad - \text{ Resistenza sforzo equivalente}$$

$$|\sigma_{\perp}| = -2,9 \text{ MPa} \quad - \text{ Normal stress perpendicular to the throat}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 352,8 \text{ MPa} \quad - \text{ Resistenza allo sforzo perpendicolare}$$

Risultati dettagliati per BP1 / WID1d - 2

Verifica della resistenza della saldatura (EN 1993-1-8 – Cl. 4.5.3.2)

$$\sigma_{w,Rd} = f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) = 435,6 \text{ MPa} \geq \sigma_{w,Ed} = [\sigma_1^2 + 3(\tau_1^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0.5} = 6,0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 0,9 f_u / \gamma_{M2} = 352,8 \text{ MPa} \geq |\sigma_{\perp}| = 2,8 \text{ MPa}$$

dove:

$$f_u = 490,0 \text{ MPa} \quad \text{– Resistenza Ultima}$$

$$\beta_w = 0,90 \quad \text{– Correlation factor EN 1993-1-8 – Tab. 4.1}$$

$$\gamma_{M2} = 1,25 \quad \text{– Coefficiente di sicurezza}$$

Utilizzo tensione

$$U_t = \max\left(\frac{\sigma_{w,Ed}}{\sigma_{w,Rd}} ; \frac{|\sigma_{\perp}|}{\sigma_{\perp,Rd}}\right) = 0,01 \leq 1,0$$

Dove:

$$\sigma_{w,Ed} = 6,0 \text{ MPa} \quad \text{– Maximum normal stress transverse to the axis of the weld}$$

$$\sigma_{w,Rd} = 435,6 \text{ MPa} \quad \text{– Resistenza sforzo equivalente}$$

$$|\sigma_{\perp}| = -2,8 \text{ MPa} \quad \text{– Normal stress perpendicular to the throat}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 352,8 \text{ MPa} \quad \text{– Resistenza allo sforzo perpendicolare}$$

Risultati dettagliati per COL-tfl 1 / WID1d - 1

Le saldature di testa non sono verificate. Si presume che la loro resistenza sia la stessa di quella dell'elemento saldato.

Risultati dettagliati per BP1 / WID1e - 1

Verifica della resistenza della saldatura (EN 1993-1-8 – Cl. 4.5.3.2)

$$\sigma_{w,Rd} = f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) = 435,6 \text{ MPa} \geq \sigma_{w,Ed} = [\sigma_1^2 + 3(\tau_1^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0.5} = 4,5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 0,9 f_u / \gamma_{M2} = 352,8 \text{ MPa} \geq |\sigma_{\perp}| = 1,8 \text{ MPa}$$

dove:

$$f_u = 490,0 \text{ MPa} \quad \text{– Resistenza Ultima}$$

$$\beta_w = 0,90 \quad \text{– Correlation factor EN 1993-1-8 – Tab. 4.1}$$

$$\gamma_{M2} = 1,25 \quad \text{– Coefficiente di sicurezza}$$

Utilizzo tensione

$$U_t = \max\left(\frac{\sigma_{w,Ed}}{\sigma_{w,Rd}} ; \frac{|\sigma_{\perp}|}{\sigma_{\perp,Rd}}\right) = 0,01 \leq 1,0$$

Dove:

$$\sigma_{w,Ed} = 4,5 \text{ MPa} \quad \text{– Maximum normal stress transverse to the axis of the weld}$$

$$\sigma_{w,Rd} = 435,6 \text{ MPa} \quad \text{– Resistenza sforzo equivalente}$$

$$|\sigma_{\perp}| = -1,8 \text{ MPa} \quad \text{– Normal stress perpendicular to the throat}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 352,8 \text{ MPa} \quad \text{– Resistenza allo sforzo perpendicolare}$$

Risultati dettagliati per BP1 / WID1e - 2

Verifica della resistenza della saldatura (EN 1993-1-8 – Cl. 4.5.3.2)

$$\sigma_{w,Rd} = f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) = 435,6 \text{ MPa} \geq \sigma_{w,Ed} = [\sigma_1^2 + 3(\tau_1^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0.5} = 4,2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 0,9 f_u / \gamma_{M2} = 352,8 \text{ MPa} \geq |\sigma_{\perp}| = 1,7 \text{ MPa}$$

dove:

$$f_u = 490,0 \text{ MPa} \quad \text{– Resistenza Ultima}$$

$$\beta_w = 0,90 \quad \text{– Correlation factor EN 1993-1-8 – Tab. 4.1}$$

$$\gamma_{M2} = 1,25 \quad - \text{Coefficiente di sicurezza}$$

Utilizzo tensione

$$U_t = \max\left(\frac{\sigma_{w,Ed}}{\sigma_{w,Rd}} ; \frac{|\sigma_{\perp}|}{\sigma_{\perp,Rd}}\right) = 0,01 \leq 1,0$$

Dove:

$$\sigma_{w,Ed} = 4,2 \text{ MPa} \quad - \text{Maximum normal stress transverse to the axis of the weld}$$

$$\sigma_{w,Rd} = 435,6 \text{ MPa} \quad - \text{Resistenza sforzo equivalente}$$

$$|\sigma_{\perp}| = -1,7 \text{ MPa} \quad - \text{Normal stress perpendicular to the throat}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 352,8 \text{ MPa} \quad - \text{Resistenza allo sforzo perpendicolare}$$

Risultati dettagliati per COL-tfl 1 / WID1e - 1

Verifica della resistenza della saldatura (EN 1993-1-8 – Cl. 4.5.3.2)

$$\sigma_{w,Rd} = f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) = 435,6 \text{ MPa} \geq \sigma_{w,Ed} = [\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0,5} = 8,7 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 0,9 f_u / \gamma_{M2} = 352,8 \text{ MPa} \geq |\sigma_{\perp}| = 2,0 \text{ MPa}$$

dove:

$$f_u = 490,0 \text{ MPa} \quad - \text{Resistenza Ultima}$$

$$\beta_w = 0,90 \quad - \text{Correlation factor EN 1993-1-8 – Tab. 4.1}$$

$$\gamma_{M2} = 1,25 \quad - \text{Coefficiente di sicurezza}$$

Utilizzo tensione

$$U_t = \max\left(\frac{\sigma_{w,Ed}}{\sigma_{w,Rd}} ; \frac{|\sigma_{\perp}|}{\sigma_{\perp,Rd}}\right) = 0,02 \leq 1,0$$

Dove:

$$\sigma_{w,Ed} = 8,7 \text{ MPa} \quad - \text{Maximum normal stress transverse to the axis of the weld}$$

$$\sigma_{w,Rd} = 435,6 \text{ MPa} \quad - \text{Resistenza sforzo equivalente}$$

$$|\sigma_{\perp}| = -2,0 \text{ MPa} \quad - \text{Normal stress perpendicular to the throat}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 352,8 \text{ MPa} \quad - \text{Resistenza allo sforzo perpendicolare}$$

Risultati dettagliati per COL-tfl 1 / WID1e - 2

Verifica della resistenza della saldatura (EN 1993-1-8 – Cl. 4.5.3.2)

$$\sigma_{w,Rd} = f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) = 435,6 \text{ MPa} \geq \sigma_{w,Ed} = [\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0,5} = 8,6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 0,9 f_u / \gamma_{M2} = 352,8 \text{ MPa} \geq |\sigma_{\perp}| = 2,0 \text{ MPa}$$

dove:

$$f_u = 490,0 \text{ MPa} \quad - \text{Resistenza Ultima}$$

$$\beta_w = 0,90 \quad - \text{Correlation factor EN 1993-1-8 – Tab. 4.1}$$

$$\gamma_{M2} = 1,25 \quad - \text{Coefficiente di sicurezza}$$

Utilizzo tensione

$$U_t = \max\left(\frac{\sigma_{w,Ed}}{\sigma_{w,Rd}} ; \frac{|\sigma_{\perp}|}{\sigma_{\perp,Rd}}\right) = 0,02 \leq 1,0$$

Dove:

$$\sigma_{w,Ed} = 8,6 \text{ MPa} \quad - \text{Maximum normal stress transverse to the axis of the weld}$$

$$\sigma_{w,Rd} = 435,6 \text{ MPa} \quad - \text{Resistenza sforzo equivalente}$$

$$|\sigma_{\perp}| = -2,0 \text{ MPa} \quad - \text{Normal stress perpendicular to the throat}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 352,8 \text{ MPa} \quad - \text{ Resistenza allo sforzo perpendicolare}$$

Risultati dettagliati per BP1 / WID1f - 1

Verifica della resistenza della saldatura (EN 1993-1-8 – Cl. 4.5.3.2)

$$\sigma_{w,Rd} = f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) = 435,6 \text{ MPa} \geq \sigma_{w,Ed} = [\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0,5} = 6,3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 0,9 f_u / \gamma_{M2} = 352,8 \text{ MPa} \geq |\sigma_{\perp}| = 2,6 \text{ MPa}$$

dove:

$$f_u = 490,0 \text{ MPa} \quad - \text{ Resistenza Ultima}$$

$$\beta_w = 0,90 \quad - \text{ Correlation factor EN 1993-1-8 – Tab. 4.1}$$

$$\gamma_{M2} = 1,25 \quad - \text{ Coefficiente di sicurezza}$$

Utilizzo tensione

$$U_t = \max\left(\frac{\sigma_{w,Ed}}{\sigma_{w,Rd}}; \frac{|\sigma_{\perp}|}{\sigma_{\perp,Rd}}\right) = 0,01 \leq 1,0$$

Dove:

$$\sigma_{w,Ed} = 6,3 \text{ MPa} \quad - \text{ Maximum normal stress transverse to the axis of the weld}$$

$$\sigma_{w,Rd} = 435,6 \text{ MPa} \quad - \text{ Resistenza sforzo equivalente}$$

$$|\sigma_{\perp}| = -2,6 \text{ MPa} \quad - \text{ Normal stress perpendicular to the throat}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 352,8 \text{ MPa} \quad - \text{ Resistenza allo sforzo perpendicolare}$$

Risultati dettagliati per BP1 / WID1f - 2

Verifica della resistenza della saldatura (EN 1993-1-8 – Cl. 4.5.3.2)

$$\sigma_{w,Rd} = f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) = 435,6 \text{ MPa} \geq \sigma_{w,Ed} = [\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0,5} = 6,7 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 0,9 f_u / \gamma_{M2} = 352,8 \text{ MPa} \geq |\sigma_{\perp}| = 2,7 \text{ MPa}$$

dove:

$$f_u = 490,0 \text{ MPa} \quad - \text{ Resistenza Ultima}$$

$$\beta_w = 0,90 \quad - \text{ Correlation factor EN 1993-1-8 – Tab. 4.1}$$

$$\gamma_{M2} = 1,25 \quad - \text{ Coefficiente di sicurezza}$$

Utilizzo tensione

$$U_t = \max\left(\frac{\sigma_{w,Ed}}{\sigma_{w,Rd}}; \frac{|\sigma_{\perp}|}{\sigma_{\perp,Rd}}\right) = 0,02 \leq 1,0$$

Dove:

$$\sigma_{w,Ed} = 6,7 \text{ MPa} \quad - \text{ Maximum normal stress transverse to the axis of the weld}$$

$$\sigma_{w,Rd} = 435,6 \text{ MPa} \quad - \text{ Resistenza sforzo equivalente}$$

$$|\sigma_{\perp}| = -2,7 \text{ MPa} \quad - \text{ Normal stress perpendicular to the throat}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 352,8 \text{ MPa} \quad - \text{ Resistenza allo sforzo perpendicolare}$$

Risultati dettagliati per COL-bf1 / WID1f - 1

Verifica della resistenza della saldatura (EN 1993-1-8 – Cl. 4.5.3.2)

$$\sigma_{w,Rd} = f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) = 435,6 \text{ MPa} \geq \sigma_{w,Ed} = [\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0,5} = 14,9 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 0,9 f_u / \gamma_{M2} = 352,8 \text{ MPa} \geq |\sigma_{\perp}| = 3,8 \text{ MPa}$$

dove:

$$f_u = 490,0 \text{ MPa} \quad - \text{ Resistenza Ultima}$$

$$\beta_w = 0,90 \quad - \text{Correlation factor EN 1993-1-8 – Tab. 4.1}$$

$$\gamma_{M2} = 1,25 \quad - \text{Coefficiente di sicurezza}$$

Utilizzo tensione

$$U_t = \max\left(\frac{\sigma_{w,Ed}}{\sigma_{w,Rd}} ; \frac{|\sigma_{\perp}|}{\sigma_{\perp,Rd}}\right) = 0,03 \leq 1,0$$

Dove:

$$\sigma_{w,Ed} = 14,9 \text{ MPa} \quad - \text{Maximum normal stress transverse to the axis of the weld}$$

$$\sigma_{w,Rd} = 435,6 \text{ MPa} \quad - \text{Resistenza sforzo equivalente}$$

$$|\sigma_{\perp}| = -3,8 \text{ MPa} \quad - \text{Normal stress perpendicular to the throat}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 352,8 \text{ MPa} \quad - \text{Resistenza allo sforzo perpendicolare}$$

Risultati dettagliati per COL-bf1 / WID1f - 2

Verifica della resistenza della saldatura (EN 1993-1-8 – Cl. 4.5.3.2)

$$\sigma_{w,Rd} = f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) = 435,6 \text{ MPa} \geq \sigma_{w,Ed} = [\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0,5} = 15,0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 0,9 f_u / \gamma_{M2} = 352,8 \text{ MPa} \geq |\sigma_{\perp}| = 3,7 \text{ MPa}$$

dove:

$$f_u = 490,0 \text{ MPa} \quad - \text{Resistenza Ultima}$$

$$\beta_w = 0,90 \quad - \text{Correlation factor EN 1993-1-8 – Tab. 4.1}$$

$$\gamma_{M2} = 1,25 \quad - \text{Coefficiente di sicurezza}$$

Utilizzo tensione

$$U_t = \max\left(\frac{\sigma_{w,Ed}}{\sigma_{w,Rd}} ; \frac{|\sigma_{\perp}|}{\sigma_{\perp,Rd}}\right) = 0,03 \leq 1,0$$

Dove:

$$\sigma_{w,Ed} = 15,0 \text{ MPa} \quad - \text{Maximum normal stress transverse to the axis of the weld}$$

$$\sigma_{w,Rd} = 435,6 \text{ MPa} \quad - \text{Resistenza sforzo equivalente}$$

$$|\sigma_{\perp}| = -3,7 \text{ MPa} \quad - \text{Normal stress perpendicular to the throat}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 352,8 \text{ MPa} \quad - \text{Resistenza allo sforzo perpendicolare}$$

Blocco di calcestruzzo

Elemento	Carichi	c [mm]	A _{eff} [mm ²]	σ [MPa]	k _j [-]	f _{jd} [MPa]	Ut [%]	Stato
CB 1	LE1	16	28718	0,7	3,00	46,9	1,6	OK

Spiegazione dei simboli

c Larghezza del supporto

A_{eff} Area effettiva

σ Tensione media nel calcestruzzo

k_j Fattore di Concentrazione

f_{jd} La portata ultima del basamento in calcestruzzo

Ut Utilizzo

Risultati dettagliati per CB 1

Verifica resistenza a compressione del blocco di calcestruzzo (EN 1993-1-8 – Cl. 6.2.5)

$$f_{jd} = 46,9 \text{ MPa} \geq \sigma = 0,7 \text{ MPa}$$

Dove:

$$f_{jd} \quad - \text{resistenza di progetto del blocco di calcestruzzo:}$$

$$f_{jd} = \alpha_{cc} \beta_j k_j \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

, dove:

$$\alpha_{cc} =$$

1,00 – long term effects on compressive strength factor

$$\beta_j =$$

0,67 – grout quality factor

$$k_j =$$

3,00 – concentration factor

$$f_{ck} =$$

35,0 MPa – characteristic resistance of concrete in compression

$$\gamma_c =$$

1,50 – safety factor for concrete

$$\sigma$$

– sollecitazione di compressione media nel calcestruzzo sotto la piastra di base

$$\sigma = \frac{N}{A_{eff}}$$

, dove:

$$N =$$

21,5 kN – compressive normal force acting on concrete block

$$A_{eff} =$$

28718 mm² – effective area on which normal force is distributed

Stabilità

Analisi stabilità non calcolata.

Impostazioni codice

Elemento	Valore	Unità	Riferimento
Safety factor γ_{M0}	1,00	-	EN 1993-1-1: 6.1
Safety factor γ_{M1}	1,00	-	EN 1993-1-1: 6.1
Safety factor γ_{M2}	1,25	-	EN 1993-1-1: 6.1
Safety factor γ_{M3}	1,25	-	EN 1993-1-8: 2.2
Safety factor γ_c	1,50	-	EN 1992-1-1: 2.4.2.4
Safety factor γ_{inst}	1,20	-	EN 1992-4: Table 4.1
Coefficiente unione β_j	0,67	-	EN 1993-1-8: 6.2.5
Area effettiva - influenza della dimensione della mesh	0,10	-	
Coefficiente di attrito - calcestruzzo	0,25	-	EN 1993-1-8
Coefficiente di attrito in resistenza all'attrito	0,30	-	EN 1993-1-8 scheda 3.7
Deformazione plastica limite	0,05	-	EN 1993-1-5
Dettagli costruttivi	No		
Distanza tra i bulloni [d]	2,20	-	EN 1993-1-8: scheda 3.3
Distanza tra i bulloni e il bordo [d]	1,20	-	EN 1993-1-8: scheda 3.3
Resistenza a rottura conica del calcestruzzo	Entrambi		EN 1992-4: 7.2.1.4 and 7.2.2.5
Usa il valore di α_b calcolato nella verifica a rifollamento.	Si		EN 1993-1-8: scheda 3.4
Calcestruzzo fessurato	Si		EN 1992-4
Verifica di deformazione locale	No		CIDECT DG 1, 3 - 1.1
Limite di deformazione locale	0,03	-	CIDECT DG 1, 3 - 1.1
Non linearità geometrica (GMNA)	Si		Grandi deformazioni per sezioni cave
Sistema controventato	No		EN 1993-1-8: 5.2.2.5

14. VERIFICHE S.L.E. STRUTTURA IN CARPENTERIA METALLICA

Al fine di garantire maggiore confort durante la vita utile della struttura sono state valutate le condizioni di esercizio. Infatti, come stabilisce la Vigente Normativa Tecnica per le Costruzioni 2018, è stato necessario effettuare le verifiche sia per spostamenti verticali che per spostamenti orizzontali.

In merito agli spostamenti verticali si fa riferimento al paragrafo. 4.2.4.2.1 delle NTC2018.

4.2.4.2 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

4.2.4.2.1 Spostamenti verticali

Il valore totale dello spostamento ortogonale all'asse dell'elemento (Fig. 4.2.3) è definito come

$$\delta_{tot} = \delta_1 + \delta_2 \quad [4.2.60]$$

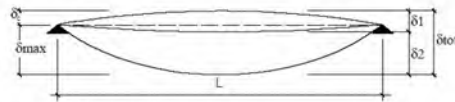


Fig. 4.2.3 - Definizione degli spostamenti verticali per le verifiche in esercizio

essendo:

δ_C la monta iniziale della trave,

δ_1 lo spostamento elastico dovuto ai carichi permanenti,

δ_2 lo spostamento elastico dovuto ai carichi variabili,

δ_{max} lo spostamento nello stato finale, depurato della monta iniziale = $\delta_{tot} - \delta_C$.

Nel caso di coperture, solai e travi di edifici ordinari, i valori limite di δ_{max} e δ_2 , riferiti alle combinazioni caratteristiche delle azioni, sono espressi come funzione della luce L dell'elemento.

I valori di tali limiti sono da definirsi in funzione degli effetti sugli elementi portati, della qualità del comfort richiesto alla costruzione, delle caratteristiche degli elementi strutturali e non strutturali gravanti sull'elemento considerato, delle eventuali implicazioni di una eccessiva deformabilità sul valore dei carichi agenti.

In carenza di più precise indicazioni si possono adottare i limiti indicati nella Tab. 4.2.XII, dove L è la luce dell'elemento o, nel caso di mensole, il doppio dello sbalzo.

Tab. 4.2.XII - Limiti di deformabilità per gli elementi di impalcato delle costruzioni ordinarie

Elementi strutturali	Limiti superiori per gli spostamenti verticali	
	$\frac{\delta_{max}}{L}$	$\frac{\delta_2}{L}$
Coperture in generale	$\frac{1}{200}$	$\frac{1}{250}$
Coperture praticabili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai in generale	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai o coperture che reggono intonaco o altro materiale di finitura fragile o tramezzi non flessibili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{350}$
Solai che supportano colonne	$\frac{1}{400}$	$\frac{1}{500}$
Nei casi in cui lo spostamento può compromettere l'aspetto dell'edificio	$\frac{1}{250}$	

In caso di specifiche esigenze tecniche e/o funzionali tali limiti devono essere opportunamente ridotti.

Cautelativamente, si prende in riferimento lo spostamento massimo relativo calcolato alla combinazione SLU. Lo spostamento massimo relativo si evince alla combinazione SLU A1 172 come mostra la figura seguente.

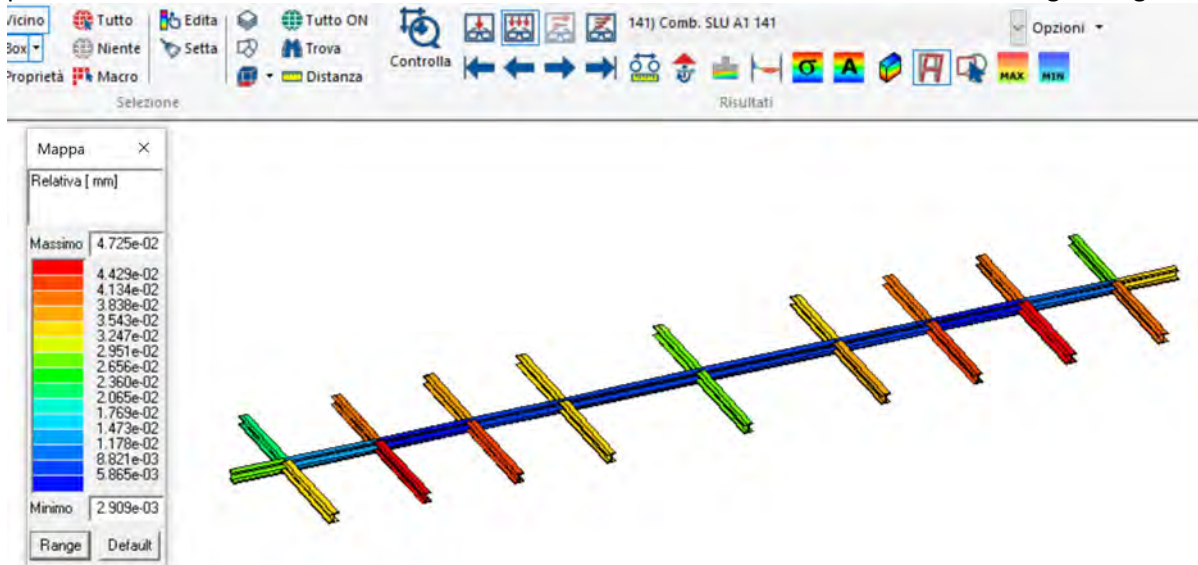


Figura 137 Deformata Relativa massima SLU

La massima deformata relativa è di 0,047mm. Qui di seguito viene riportata la verifica di deformabilità.

L=1150mm

$\delta_{max}/L=(0,047)/1150 = 0,00004 < 1/250=0,004$ VERIFICATO per "coperture praticabili".

La verifica per spostamenti verticali risulta essere soddisfatta.

In merito agli spostamenti orizzontali si fa riferimento al paragrafo. 4.2.4.2.2 delle NTC2018.

4.2.4.2.2 Spostamenti laterali

Negli edifici gli spostamenti laterali alla sommità delle colonne per le combinazioni caratteristiche delle azioni devono generalmente limitarsi ad una frazione dell'altezza della colonna e dell'altezza complessiva dell'edificio da valutarsi in funzione degli effetti sugli elementi portati, della qualità del comfort richiesto alla costruzione, delle eventuali implicazioni di una eccessiva deformabilità sul valore dei carichi agenti.

Tab. 4.2.XIII - Limiti di deformabilità per costruzioni ordinarie soggette ad azioni orizzontali

Tipologia dell'edificio	Limiti superiori per gli spostamenti orizzontali	
	$\frac{\delta}{h}$	$\frac{\Delta}{H}$
Edifici industriali monopiano senza carro-ponte	$\frac{1}{150}$	/
Altri edifici monopiano	$\frac{1}{300}$	/
Edifici multipiano	$\frac{1}{300}$	$\frac{1}{500}$

In caso di specifiche esigenze tecniche o/o funzionali tali limiti devono essere opportunamente ridotti.

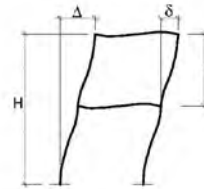


Fig. 4.2.4 - Definizione degli spostamenti orizzontali per le verifiche in esercizio

Per gli spostamenti relativi orizzontali si prende in riferimento lo spostamento massimo calcolato alla combinazione SLV cautelativamente.

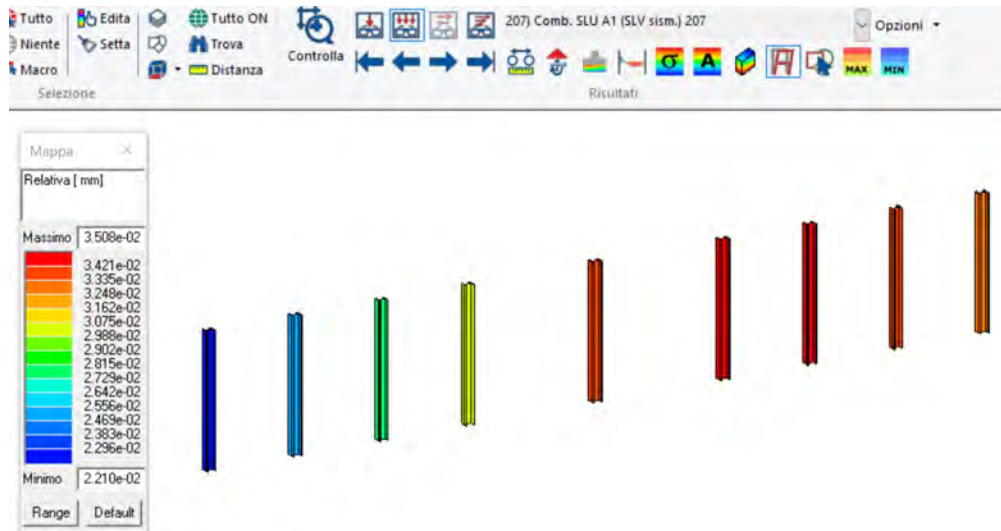


Figura 138 spostamento relativo massimo SLV

- Altezza pilastro = H=1450mm
- $\delta = 0,035$ mm

$\delta/H = 0,035\text{mm} / 1450\text{mm} = 0,000024 < 1/150 = 0,0066$

Per edifici monopiano la verifica di deformabilità orizzontale risulta essere soddisfatta.

15. VERIFICHE STATO LIMITE DI ESERCIZIO STRUTTURE IN C.A.

Al fine di garantire maggiore confort durante la vita utile della struttura sono state valutate le condizioni di esercizio. Infatti, come stabilisce la Vigente Normativa Tecnica per le Costruzioni 2018, è stato necessario effettuare le verifiche allo Stato limite di fessurazione e di tensione sia nel calcestruzzo che nell'acciaio.

Gli esiti delle verifiche allo S.L.E. sono riportati nel paragrafo successivi.

Nei paragrafi qui di seguito vengono riportate nel dettaglio lo stato degli elementi costruttivi nei due Stati Limiti prima citati.

15.1. STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

Per lo Stato Limite di fessurazione sono state riportate le prescrizioni delle NTC2018, nonché il calcolo della resistenza a trazione limite e l'apertura delle fessure.

4.1.2.2.4 Stato limite di fessurazione

In ordine di severità decrescente, per la combinazione di azioni prescelta, si distinguono i seguenti stati limite:

- stato limite di decompressione, nel quale la tensione normale è ovunque di compressione ed al più uguale a 0;
- stato limite di formazione delle fessure, nel quale la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata è:

$$\sigma_t = \frac{f_{ctm}}{1,2} \quad [4.1.13]$$

dove f_{ctm} è definito nel § 11.2.10.2;

- stato limite di apertura delle fessure, nel quale il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali:

$$w_1 = 0,2 \text{ mm} \quad w_2 = 0,3 \text{ mm} \quad w_3 = 0,4 \text{ mm}$$

Lo stato limite di fessurazione deve essere fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione, come descritto nel seguito.

4.1.2.2.4.4 Scelta degli stati limite di fessurazione

Nella Tab. 4.1.IV sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle esigenze sopra riportate.

Tab. 4.1.IV - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile Stato limite	w_k	Poco sensibile Stato limite	w_k
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_3$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

w_1, w_2, w_3 sono definiti al § 4.1.2.2.4, il valore w_k è definito al § 4.1.2.2.4.5.

Stato limite di apertura delle fessure

Il valore caratteristico di apertura delle fessure (w_k) non deve superare i valori nominali w_1, w_2, w_3 secondo quanto riportato nella Tab. 4.1.IV.

L'ampiezza caratteristica delle fessure w_k è calcolata come 1,7 volte il prodotto della deformazione media delle barre d'armatura ϵ_{sm} per la distanza media tra le fessure Δ_{sm} :

$$w_k = 1,7 \epsilon_{sm} \Delta_{sm} \quad [4.1.14]$$

Per il calcolo di ϵ_{sm} e Δ_{sm} vanno utilizzati criteri consolidati riportati in documenti di comprovata validità.

La verifica dell'ampiezza di fessurazione può anche essere condotta senza calcolo diretto, limitando la tensione di trazione nell'armatura, valutata nella sezione parzializzata per la combinazione di carico pertinente, ad un massimo correlato al diametro delle barre ed alla loro spaziatura.

Qui di seguito si riportano i risultati relativi all'apertura delle fessure nelle travi nelle combinazioni "frequente" e "permanente" per condizioni ambientali ordinarie.

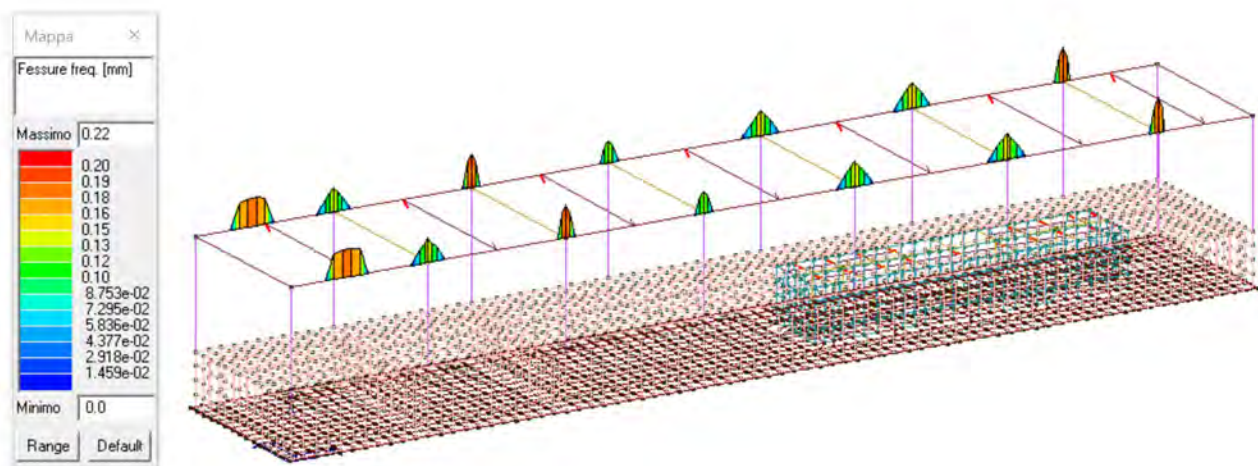


Figura 139 fessure frequente

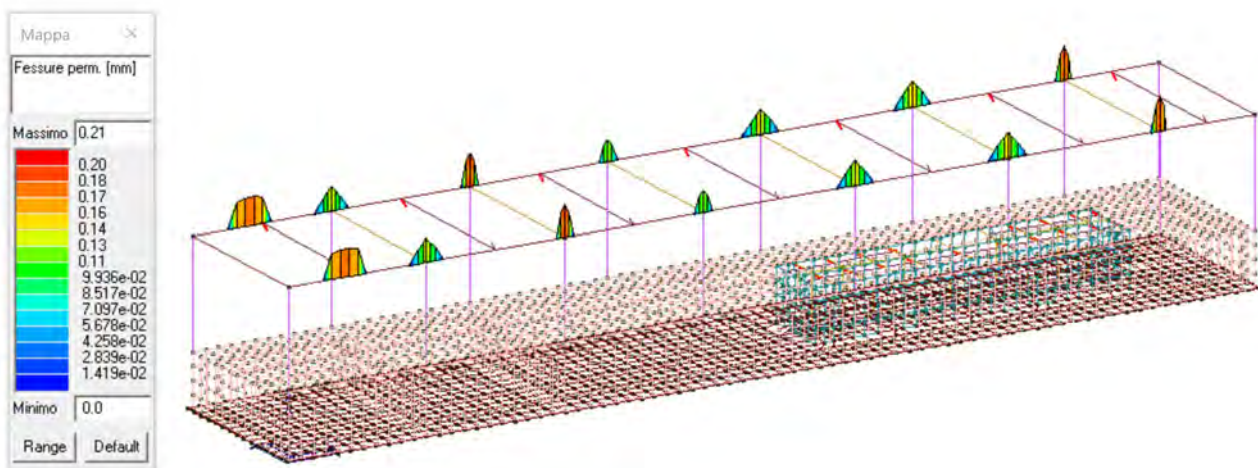


Figura 140 fessure qp

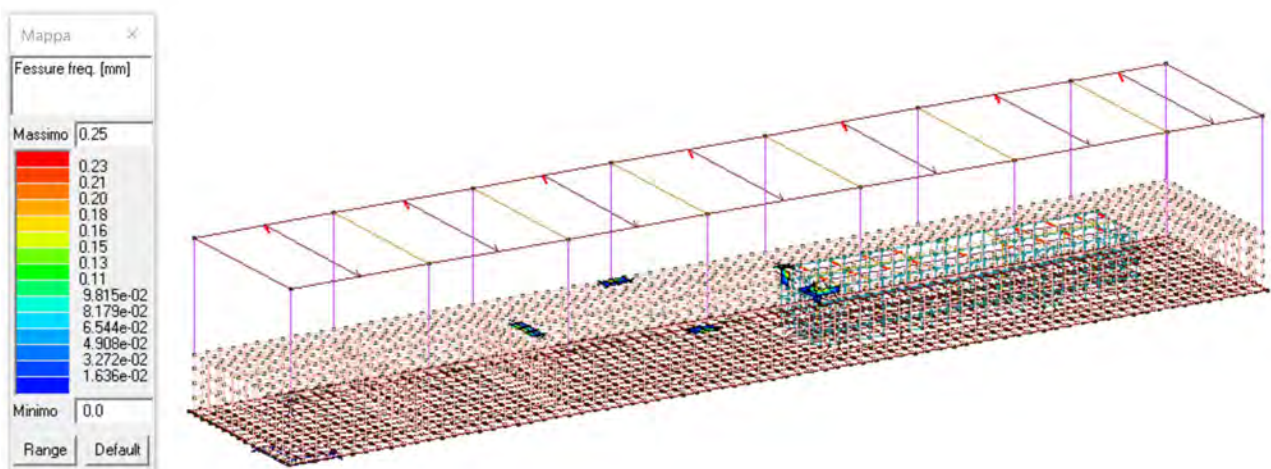


Figura 141 fessure freq elementi D3

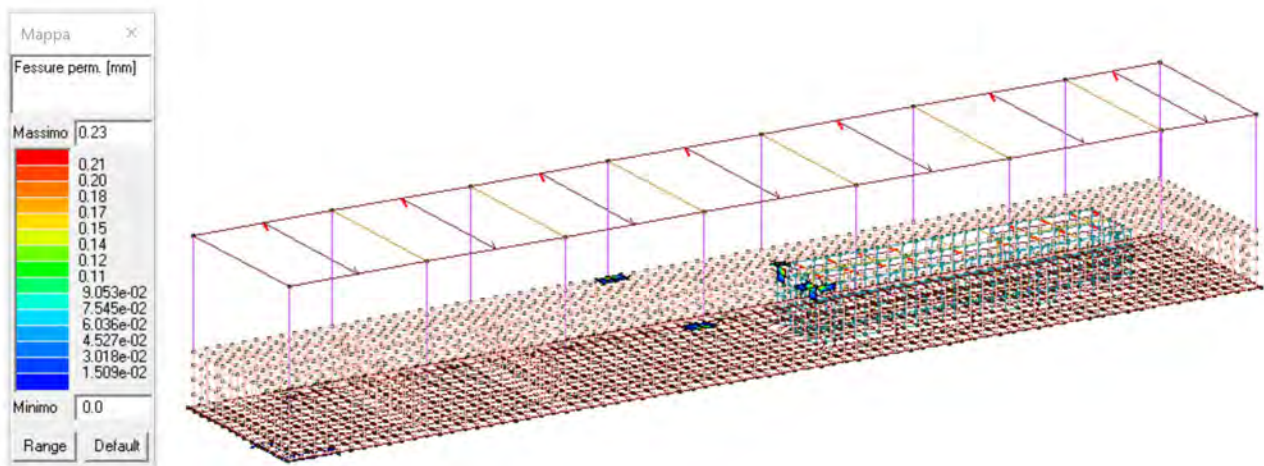


Figura 142 fessure perm elementi D3

Dai risultati precedenti, si evince che le ampiezze delle fessure calcolate dall'analisi FEM risultano essere minori di quelle di condizioni limite dettate dalla Normativa. Infatti, per armature poco sensibili in condizioni ordinarie, le verifiche allo Stato Limite di Esercizio per le Fessure risultano essere tutte soddisfatte.

15.2. STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI

Per lo Stato Limite tensionale sono state riportate le prescrizioni delle NTC2018, nonché il calcolo della resistenza a compressione limite del calcestruzzo e la resistenza a trazione limite dell'acciaio.

4.1.2.2.5 Stato limite di limitazione delle tensioni

Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature; si deve verificare che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti di seguito riportati.

4.1.2.2.5.1 Tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio

La massima tensione di compressione del calcestruzzo $\sigma_{c,max}$, deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_{c,max} \leq 0,60 f_{ck} \text{ per combinazione caratteristica} \quad [4.1.15]$$

$$\sigma_{c,max} \leq 0,45 f_{ck} \text{ per combinazione quasi permanente.} \quad [4.1.16]$$

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori di calcestruzzo minori di 50 mm i valori limite sopra prescritti vanno ridotti del 20%.

4.1.2.2.5.2 Tensione massima dell'acciaio in condizioni di esercizio

La tensione massima, $\sigma_{s,max}$, per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_{s,max} \leq 0,8 f_{yk} \quad [4.1.17]$$

Qui di seguito si riportano i risultati relativi allo stato tensionale nel calcestruzzo e nell'acciaio nelle travi e nei pilastri nelle combinazioni "rara" e "permanente".

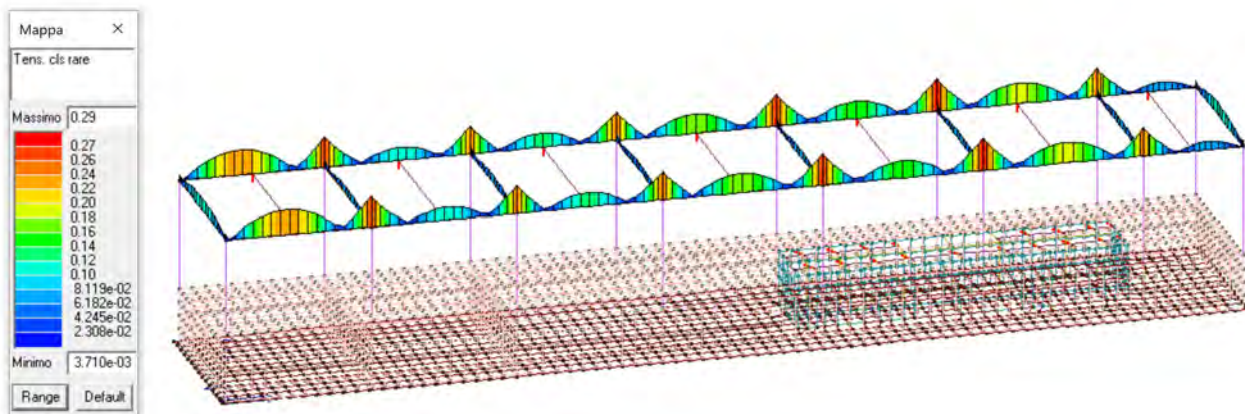


Figura 143 tensioni cls rare travi

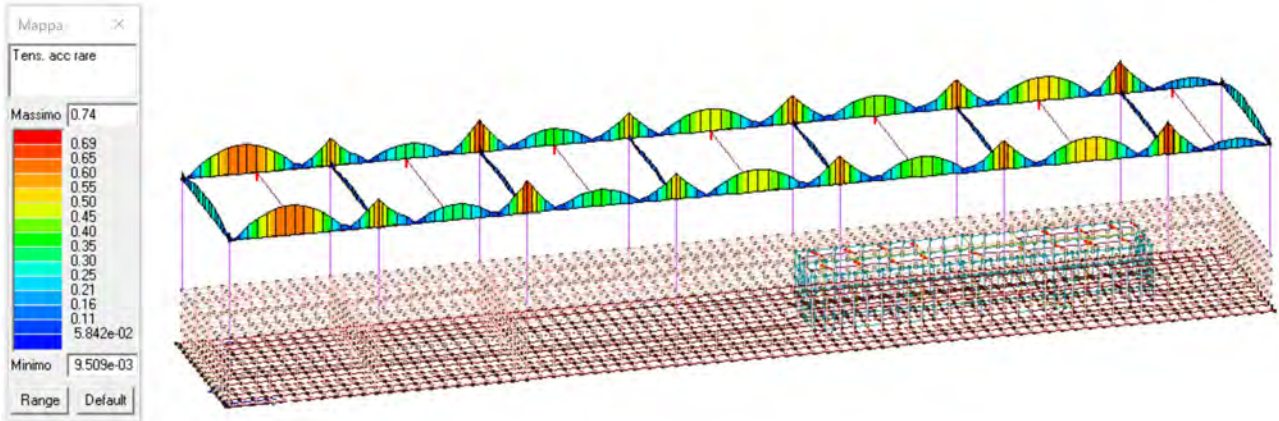


Figura 144 tensioni acciaio rare travi

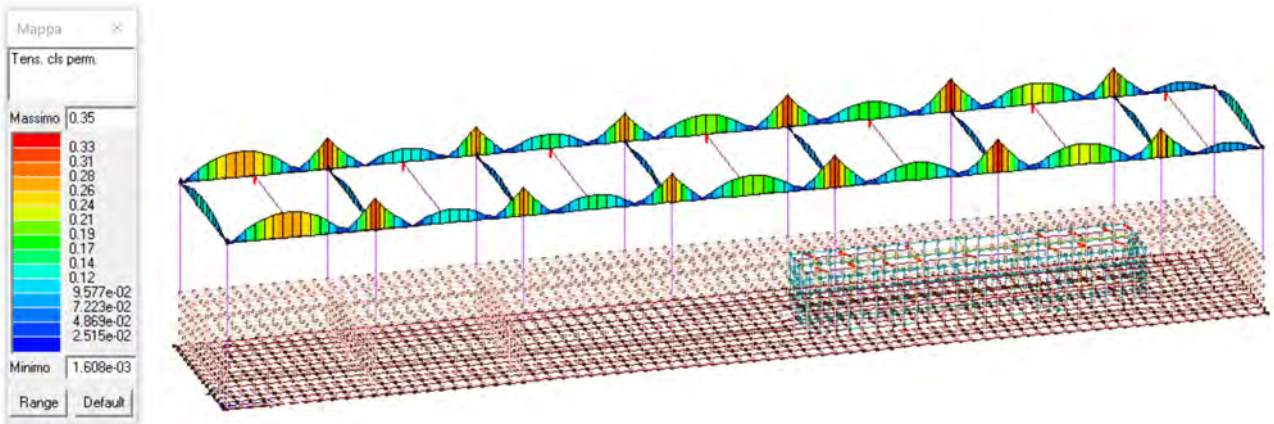


Figura 145 tensioni cls perm travi

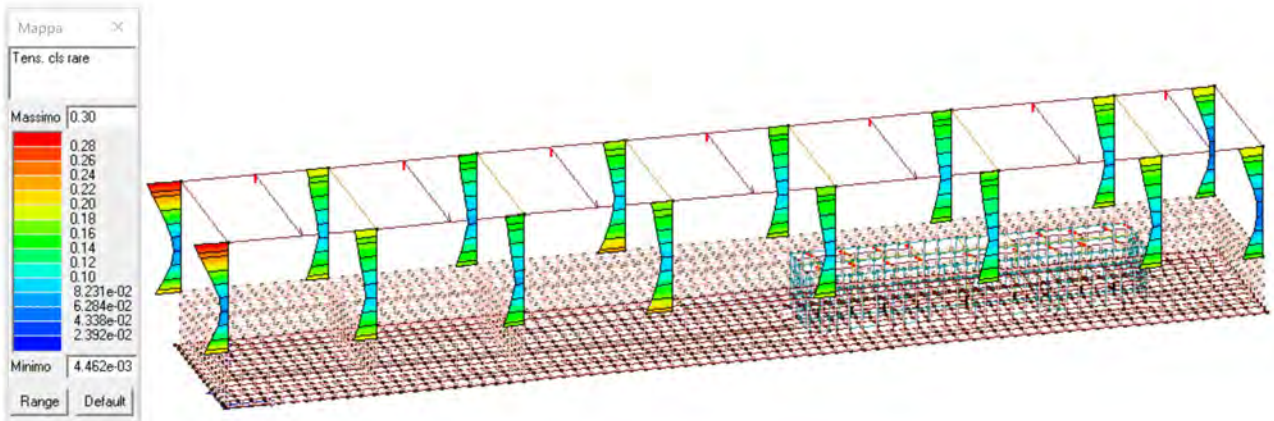


Figura 146 tensioni cls rare pilastri

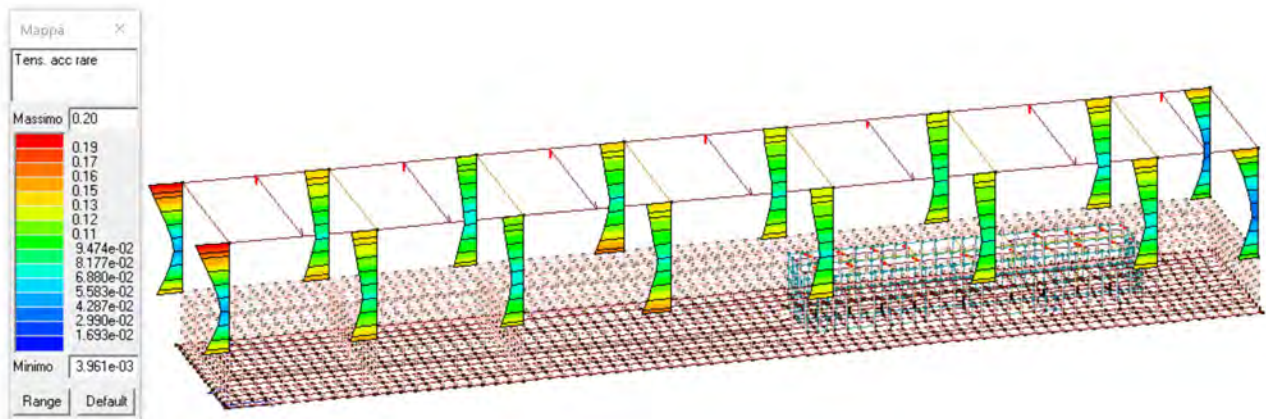


Figura 147 tensioni acciaio rare pilastri

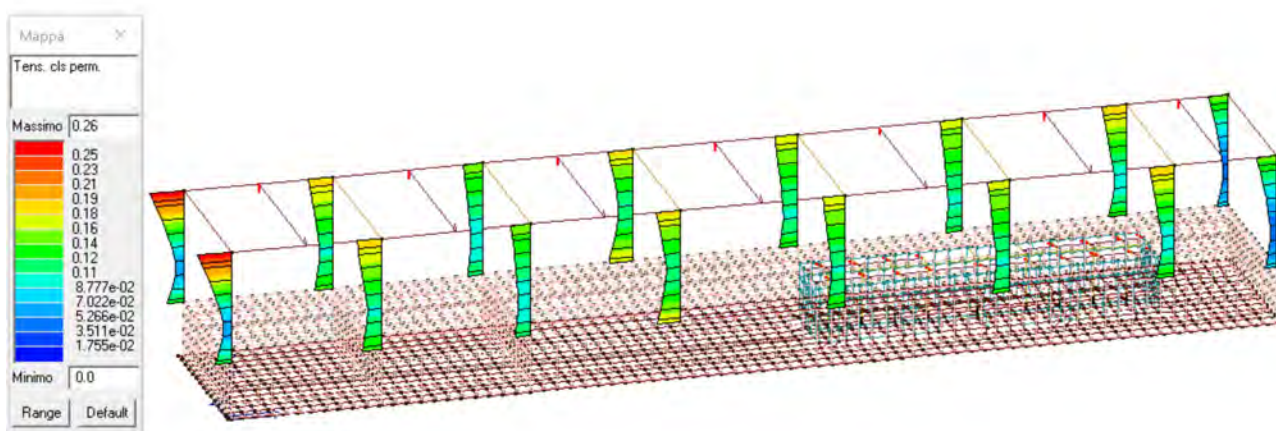


Figura 148 tensioni cls perm pilastri

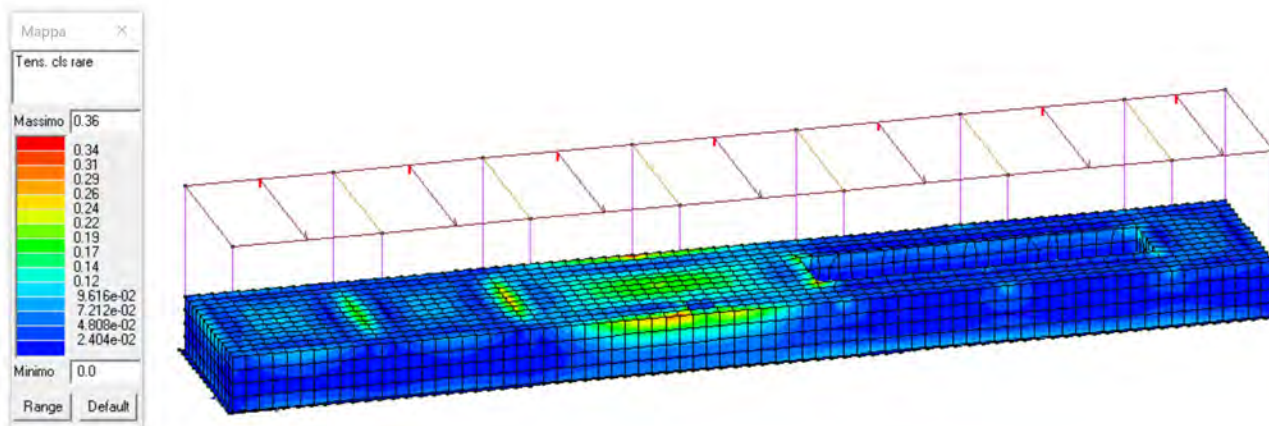


Figura 149 tensioni cls rare D3

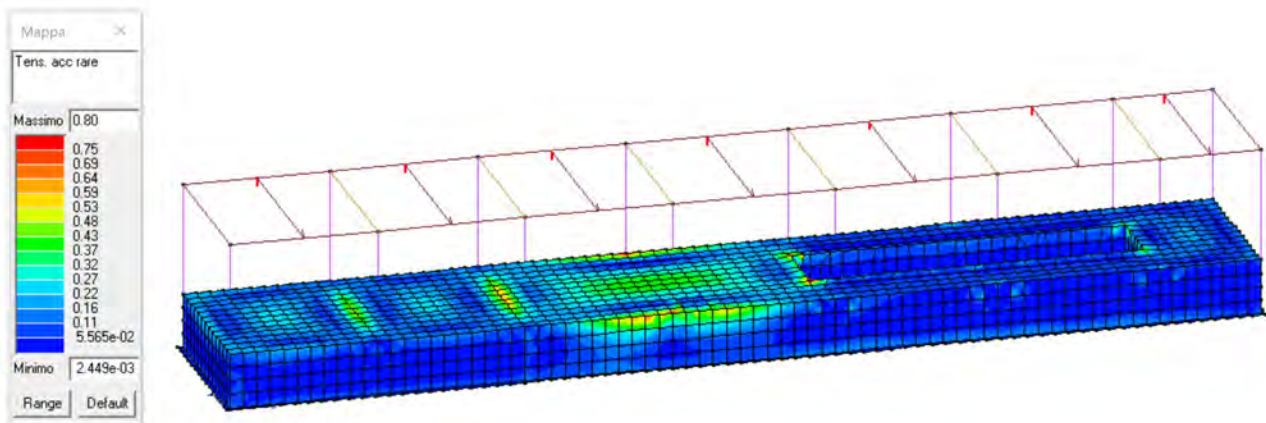


Figura 150 tensioni acciaio rare D3

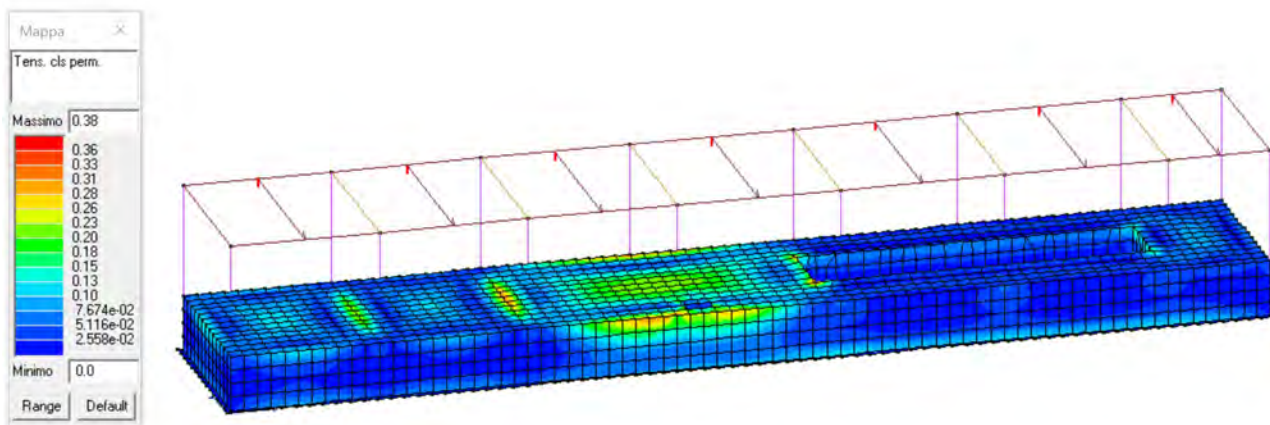


Figura 151 tensioni cls perm D3

I risultati precedenti mostrano che i rapporti tra tensioni sollecitanti e tensioni resistenti, sia nel calcestruzzo che nelle armature, sono inferiori all'unità.

A valle di questi risultati si può affermare che le verifiche risultano essere soddisfatte per quanto riguarda lo Stato Limite Tensionale.

16. VERIFICHE STATO LIMITE DI DANNO

Al fine di garantire maggiore confort durante la vita utile della struttura sono state valutate le condizioni di Stato Limite di Danno.

7.3.6.1 ELEMENTI STRUTTURALI (ST)

VERIFICHE DI RIGIDEZZA (RIG)

La condizione in termini di rigidità sulla struttura si ritiene soddisfatta qualora la conseguente deformazione degli elementi strutturali non produca sugli elementi non strutturali danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile.

Nel caso delle costruzioni civili e industriali, qualora la temporanea inagibilità sia dovuta a spostamenti di interpiano eccessivi, questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti di interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto corrispondente allo SL e alla CU considerati siano inferiori ai limiti indicati nel seguito.

Per le CU I e II ci si riferisce allo SLD (v. Tab. 7.3.III) e deve essere:

a) per tamponature collegate rigidamente alla struttura, che interferiscono con la deformabilità della stessa:

$$qd_i \leq 0,0050 \cdot h \quad \text{per tamponature fragili} \quad [7.3.11a]$$

$$qd_i \leq 0,0075 \cdot h \quad \text{per tamponature duttili} \quad [7.3.11b]$$

b) per tamponature progettate in modo da non subire danni a seguito di spostamenti d'interpiano d_{rp} , per effetto della loro deformabilità intrinseca oppure dei collegamenti alla struttura:

$$qd_i \leq d_{rp} \leq 0,0100 \cdot h \quad [7.3.12]$$

c) per costruzioni con struttura portante di muratura ordinaria

$$qd_i \leq 0,0020 \cdot h \quad [7.3.13]$$

d) per costruzioni con struttura portante di muratura armata

$$qd_i \leq 0,0030 \cdot h \quad [7.3.14]$$

e) per costruzioni con struttura portante di muratura confinata

$$qd_i < 0,0025 \cdot h \quad [7.3.15]$$

dove:

d_i è lo spostamento di interpiano, cioè la differenza tra gli spostamenti del solaio superiore e del solaio inferiore, calcolati, nel caso di analisi lineare, secondo il § 7.3.3.3 o, nel caso di analisi non lineare, secondo il § 7.3.4, sul modello di calcolo non comprensivo delle tamponature,

h è l'altezza del piano.

In particolare per la PGAc di capacità per lo spettro SLD è stato verificato che $q^*dr^* 1000/H$ sia minore di 5 come da **cap. 7.3.6.1**.

L'esito delle verifiche globali allo S.L.D. è riportato nella figura di questo paragrafo. Come accennato, occorre verificare che gli spostamenti di interpiano allo Stato Limite di Danno siano inferiori a quanto prescritto dalla Normativa Tecnica per le Costruzioni.

Si porta qui di seguito il diagramma 1000/H Nodi.

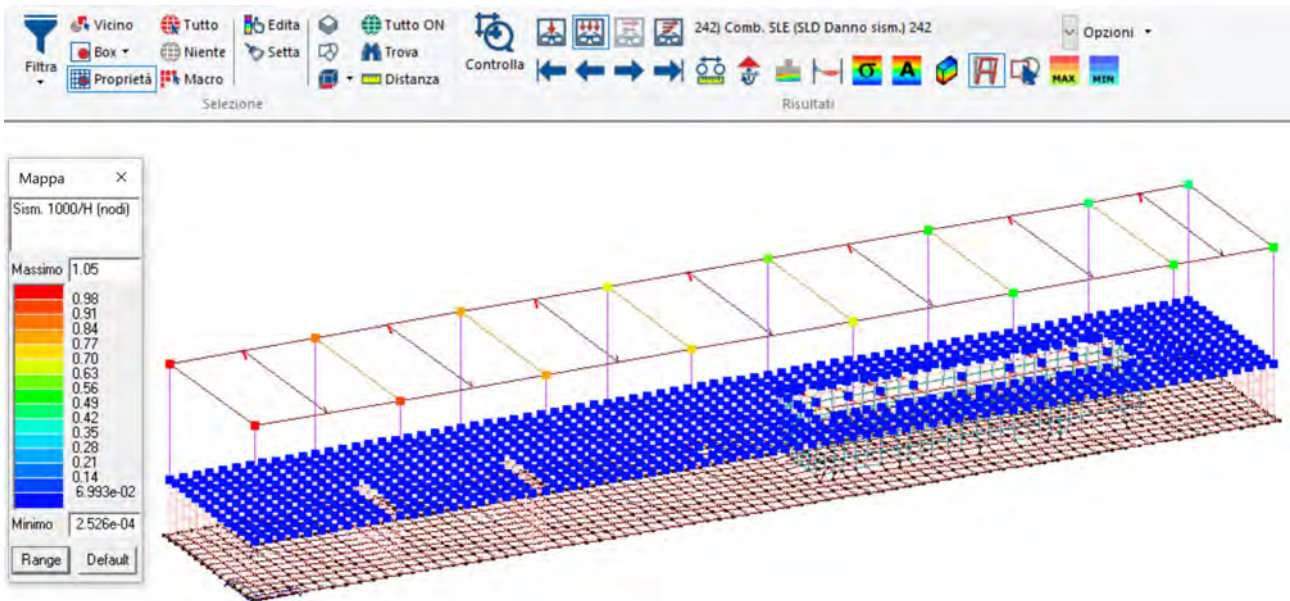


Figura 152 1000/H di interpiano max = 1,05

Dall'immagine precedente si riscontra che il maggior "drift-nodo" di piano si ottiene in corrispondenza della sommità del pilastro P1 per la combinazione SLD 242. In ogni caso il valore è pari a 1,05 minore di 5. La deformata relativa alla combinazione SLD in questione è riportata nella figura seguente.

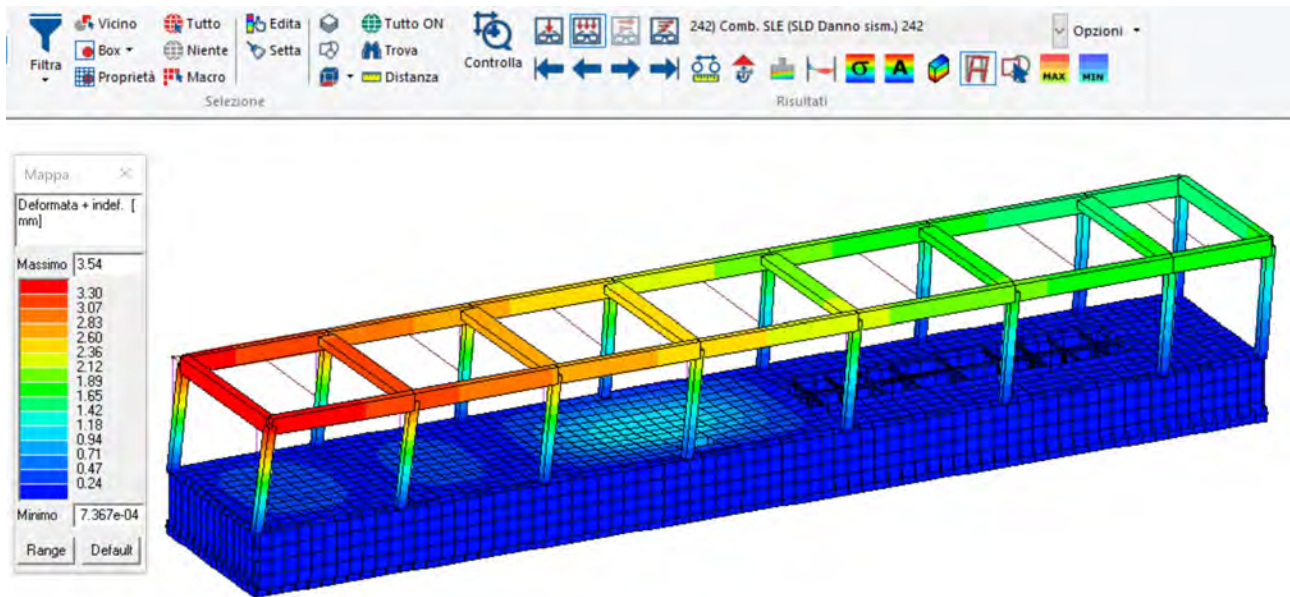


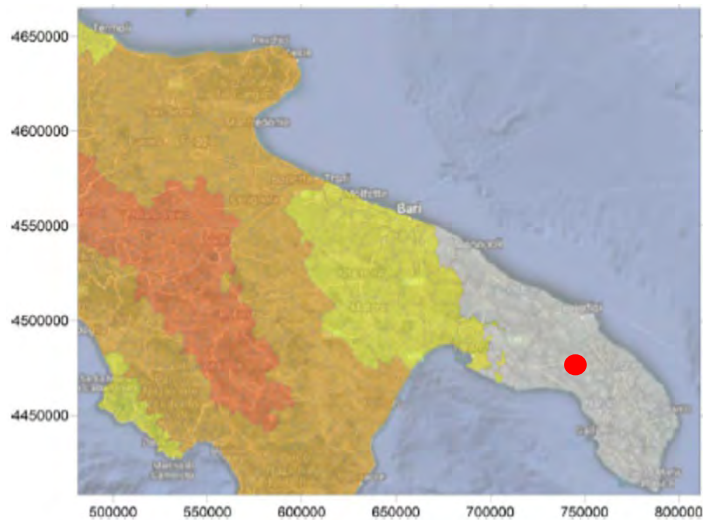
Figura 153 deformata SLD242

17. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA E PERICOLOSITA' SISMICA

L'INGV attribuisce una classificazione delle aree territoriali in funzione delle caratteristiche sismico-tettoniche e delle sorgenti sismogenetiche presenti sul territorio nazionale. In seguito alle Ordinanze dell'OPCM 20 marzo 2003 n. 3274 e 28 aprile 2006 n. 3519 l'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia ha redatto la mappa di pericolosità sismica di riferimento per l'individuazione delle zone sismiche, individuando zone sismiche, distinte in 4 classi di accelerazione massima del suolo (a_{max}) con probabilità di superamento del 10% in 50 anni:

- ZONA 1 - caratterizzata da valori di accelerazione orizzontale del suolo $0,25 < a_g \leq 0,35$ g (alta sismicità)
- ZONA 2 caratterizzata da valori di accelerazione orizzontale del suolo $0,15 < a_g \leq 0,25$ g (media sismicità)
- ZONA 3 caratterizzata da valori di accelerazione orizzontale del suolo $0,05 < a_g \leq 0,15$ g (bassa sismicità)
- ZONA 4 caratterizzata da valori di accelerazione orizzontale del suolo $a_g \leq 0,05$ g (sismicità molto bassa)

Il Territorio in questione è situato in zona sismica 4.



- Zona 1: accelerazione orizzontale del suolo $0,25 < a_g \leq 0,35$ g
- Zona 2: accelerazione orizzontale del suolo $0,15 < a_g \leq 0,25$ g
- Zona 3: accelerazione orizzontale del suolo $0,05 < a_g \leq 0,15$ g
- Zona 4: accelerazione orizzontale del suolo $a_g \leq 0,05$ g

18.OPERE DI FONDAZIONE E MODELLAZIONE

La fondazione è stata modellata attraverso elementi “shell”: il contatto col terreno è stato simulato imponendo una costante di sottofondo verticale alla Winkler e una rigidità orizzontale fittizia molto elevata per eliminare gli effetti degli spostamenti orizzontali come mostra la Figura 154.

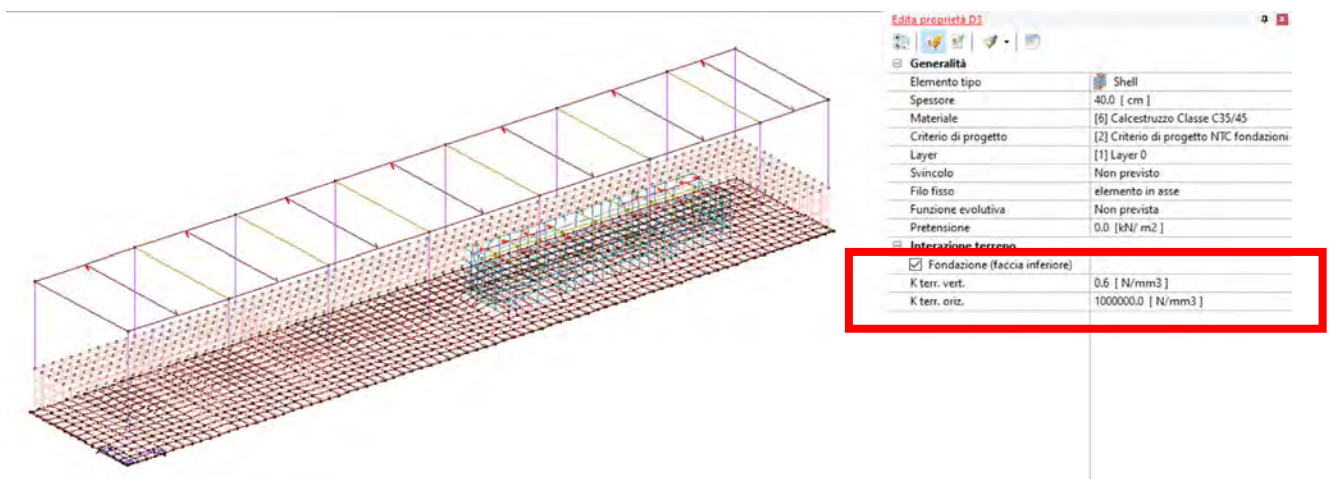


Figura 154 Interazione fondazione-terreno

Come da progetto, la fondazione è costituita da una platea di dimensioni 550cm x 3100cm avente spessore di 40cm.

In funzione dei dati ricavati dalla relazione geologica è stato possibile valutare la costante di sottofondo verticale di Winkler per entrambe le tipologie di fondazioni. In particolare è stata effettuata una media tra i valori calcolati secondo le seguenti formulazioni:

KACELI (1976-2012)

$$k = 0,025 \cdot V_s^{2.4}$$

BIOT (1937)

$$k_z = \frac{0.95 E_s}{B (1 - \nu_s^2)} \left[\frac{B^4 E_s}{(1 - \nu_s^2) EI} \right]^{0.108}$$

VESIC (1961)

$$k_z = \frac{0.65 E_s}{B (1 - \nu_s^2)} \sqrt[12]{\frac{E_s B^4}{EI}}$$

VESIC (Teoria dell'elasticità)

$$(1/B) * E_s * (1/(1-\nu^2))$$

Sapendo che la diffusione del carico derivante dai pilastri si sviluppa secondo un andamento lineare / conico secondo un'inclinazione di 45° rispetto alla verticale, si ottiene che la larghezza di base assume il valore di 90cm come mostra la seguente figura.

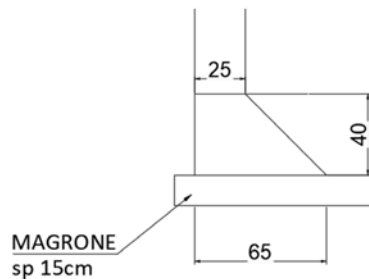


Figura 155 Diffusione del carico derivante dai pilastri

Si riportano qui di seguito i parametri di calcolo della costante di sottofondo verticale di Winkler.

Tabella 15 parametri di calcolo

TERRENO o AMMASSO ROCCIOSO		
Modulo elastico terreno	E_s [N/mm ²]	460
Poisson terreno	ν	0,3
Base fondazione	B_f [m]	0,65
Lunghezza fondazione	L_f [m]	0,65
Inerzia Fondazione	I_f [cm ⁴]	2080000
Modulo elastico fondazione	E_f [N/mm ²]	34625

Si riportano i valori della costante k_v di Winkel secondo le formulazioni precedentemente descritte.

Tabella 16 costante di sottofondo verticale

kaceli - Winkler	k_v (vs)	0,08	N/mm ³
Biot - Winkler	K_v	0,59	N/mm ³
Vesic - Winkler	k_v	0,42	N/mm ³
Vesic 1961 - Winkler	k_v	0,78	N/mm ³
Winkler medio	k_v	0,60	N/mm ³

Dalla tabella precedente, si adotta una costante di sottofondo verticale pari a 0,60 N/mm³.
Le caratteristiche del terreno di fondazione sono riportate nel paragrafo 5.

19. VERIFICHE GEOTECNICHE DI SICUREZZA

Tutte le figure precedenti mostrano che la fondazione è di tipo diretta ed è in grado di diffondere nel suolo le azioni gravanti sulla struttura come i carichi verticali e le azioni orizzontali sismiche. Pertanto, oltre a eseguire il calcolo strutturale visto in precedenza, è stato necessario verificare la portanza del terreno di fondazione mediante la teoria dell'analisi limite che prevede lo studio del collasso del terreno stesso quando è in fase di carico.

Le verifiche di sicurezza relative agli stati limite ultimi (SLU) sono state effettuate nel rispetto dei principi e delle procedure indicate al § 2.6 della NTC2018 così come indicano i dettami esposti qui di seguito (cap 6).

6.2.4.1 VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Per ogni stato limite per perdita di equilibrio (EQU), come definito al §2.6.1, deve essere rispettata la condizione:

$$E_{inst,d} \leq E_{stab,d}$$

dove $E_{inst,d}$ è il valore di progetto dell'azione instabilizzante, $E_{stab,d}$ è il valore di progetto dell'azione stabilizzante.

La verifica della suddetta condizione deve essere eseguita impiegando come fattori parziali per le azioni i valori γ_F riportati nella colonna EQU della tabella 6.2.I.

Per ogni stato limite ultimo che preveda il raggiungimento della resistenza di un elemento strutturale (STR) o del terreno (GEO), come definiti al § 2.6.1, deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d \quad [6.2.1]$$

essendo E_d il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione, definito dalle relazioni [6.2.2a] o [6.2.2b]

$$E_d = E \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \quad [6.2.2a]$$

$$E_d = \gamma_E \cdot E \left[F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \quad [6.2.2b]$$

e R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico definito dalla relazione [6.2.3].

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[\gamma_R R_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \quad [6.2.3]$$

Effetto delle azioni e resistenza di progetto sono espresse nelle [6.2.2a] e [6.2.3] rispettivamente in funzione delle azioni di progetto $\gamma_F F_k$, dei parametri geotecnici di progetto X_k/γ_M e dei parametri geometrici di progetto a_d . Il coefficiente parziale di sicurezza γ_R opera direttamente sulla resistenza del sistema. L'effetto delle azioni di progetto può anche essere valutato direttamente con i valori caratteristici delle azioni come indicato dalla [6.2.2b] con $\gamma_E = \gamma_F$.

In accordo a quanto stabilito al §2.6.1, la verifica della condizione [6.2.1] deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi.

Nel primo approccio progettuale (Approccio 1) le verifiche si eseguono con due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti ognuna delle quali può essere critica per differenti aspetti dello stesso progetto.

Nel secondo approccio progettuale (Approccio 2) le verifiche si eseguono con un'unica combinazione di gruppi di coefficienti.

Per le verifiche nei confronti di stati limite ultimi non espressamente trattati nei successivi paragrafi, da 6.3 a 6.11, si utilizza l'Approccio 1 con le due combinazioni (A1+M1+R1) e (A2+M2+R2). I fattori parziali per il gruppo R1 sono sempre unitari; quelli del gruppo R2 possono essere maggiori o uguali all'unità e, in assenza di indicazioni specifiche per lo stato limite ultimo considerato, devono essere scelti dal progettista in relazione alle incertezze connesse con i procedimenti adottati.

6.2.4.1.1 Azioni

I coefficienti parziali γ_F relativi alle azioni sono indicati nella Tab. 6.2.I. Ad essi deve essere fatto riferimento con le precisazioni riportate nel § 2.6.1. Si deve comunque intendere che il terreno e l'acqua costituiscono carichi permanenti (strutturali) quando, nella modellazione utilizzata, contribuiscono al comportamento dell'opera con le loro caratteristiche di peso, resistenza e rigidità.

Nella valutazione della combinazione delle azioni i coefficienti di combinazione ψ_i devono essere assunti come specificato nel Capitolo 2.

Si fa salvo, comunque, quanto previsto nel Decreto del Ministro delle Infrastrutture e dei Trasporti del 26 giugno 2014 recante "Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)", ove applicabile

Tab. 6.2.I - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti G_2 ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti $\gamma_{(1)}$

6.2.4.1.2 Resistenze

Il valore di progetto della resistenza R_d può essere determinato:

- in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale γ_{M1} specificato nella successiva Tab. 6.2.II e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_k specificati nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;
- in modo analitico, con riferimento a correlazioni con i risultati di prove in sito, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_k riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;
- sulla base di misure dirette su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_k riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera.

Tab. 6.2.II - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_{M1}	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_r	γ_r	1,0	1,0

Sono state, quindi, eseguite le verifiche a carico limite della fondazione stessa in funzione delle caratteristiche del terreno desunte dalla relazione geologica.

Le analisi di dettaglio sono riportate nei paragrafi successivi.

19.1. VALUTAZIONE DEL CARICO LIMITE

Per la determinazione del carico limite del complesso terreno-fondazione (inteso come valore asintotico del diagramma carico-cedimento) si fa riferimento a due principali meccanismi di rottura: il "meccanismo generale" e quello di "punzonamento". Il primo è caratterizzato dalla formazione di una superficie di scorrimento: il terreno sottostante la fondazione rifluisce lateralmente e verso l'alto, conseguentemente il terreno circostante la fondazione è interessato da un meccanismo di sollevamento ed emersione della superficie di scorrimento. Il secondo meccanismo è caratterizzato dall'assenza di una superficie di scorrimento ben definita: il terreno sotto la fondazione si comprime ed in corrispondenza della superficie del terreno circostante la fondazione si osserva un abbassamento generalizzato. Quest'ultimo meccanismo non consente una precisa individuazione del carico limite in quanto la curva cedimenti-carico applicato non raggiunge mai un valore asintotico ma cresce indefinitamente. Vesic ha studiato il fenomeno della rottura per punzonamento assimilando il terreno ad un mezzo elasto-plastico e la rottura per carico limite all'espansione di una cavità cilindrica. In questo caso il fenomeno risulta retto da un indice di rigidezza " I_r " così definito:

$$I_r = \frac{G}{c' + \sigma' \cdot \text{tg}(\varphi)}$$

Per la determinazione del modulo di rigidezza a taglio si utilizzeranno le seguenti relazioni:

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)}; \quad E = E_{ed} \frac{1 - \nu - 2 \cdot \nu^2}{1 - \nu}; \quad \nu = \frac{k_0}{1 + k_0}; \quad k_0 = 1 - \text{sen}(\varphi).$$

L'indice di rigidezza viene confrontato con l'indice di rigidezza critico " $I_{r,crit}$ ":

$$I_{r,crit} = \frac{e^{\left[\left(3.3 - 0.45 \frac{B}{L} \right) \cdot \text{ctg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \right]}}{2}$$

La rottura per punzonamento del terreno di fondazione avviene quando l'indice di rigidezza è minore di quello critico. Tale teoria comporta l'introduzione di coefficienti correttivi all'interno della formula trinomia del carico limite detti "coefficienti di punzonamento" i quali sono funzione dell'indice di rigidezza, dell'angolo d'attrito e della geometria dell'elemento di fondazione. La loro espressione è la seguente:

- se $I_r < I_{r,crit}$ si ha :

$$\Psi_\gamma = \Psi_q = e^{\left[\left(0.6 \frac{B}{L} - 4.4 \right) \cdot \text{tg}(\varphi) + \frac{3.07 \cdot \text{sen}(\varphi) \cdot \log_{10}(2I_r)}{1 + \text{sen}(\varphi)} \right]} \quad \text{se } \varphi = 0 \Rightarrow \Psi_\gamma = \Psi_q = 1$$

$$\Psi_c = \Psi_q - \frac{1 - \Psi_q}{N_c \cdot \text{tg}(\varphi)} \quad \text{se } \varphi = 0 \Rightarrow \Psi_c = 0.32 + 0.12 \cdot \frac{B}{L} + 0.6 \cdot \log_{10}(I_r)$$

- se $I_r > I_{r,crit}$ si ha che $\psi_\gamma = \psi_q = \psi_c = 1$.

Il significato dei simboli adottati nelle equazioni sopra riportate è il seguente:

- Eed modulo edometrico del terreno sottostante la fondazione
- n coefficiente di Poisson del terreno sottostante la fondazione
- k0 coefficiente di spinta a riposo del terreno sottostante la fondazione
- j angolo d'attrito efficace del terreno sottostante il piano di posa
- c' coesione (espressa in termini di tensioni efficaci)
- σ' tensione litostatica effettiva a profondità D+B/2
- L luce delle singole travi di fondazione
- D profondità del piano di posa della fondazione a partire dal piano campagna
- B larghezza della trave di fondazione

Definito il meccanismo di rottura, il calcolo del carico limite viene eseguito modellando il terreno come un mezzo rigido perfettamente plastico con la seguente espressione:

$$q_{ult} = \gamma_1 \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot \Psi_q + c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot \Psi_c + \gamma_2 \cdot \frac{B}{2} \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot \Psi_\gamma \cdot r_\gamma$$

Il significato dei termini presenti nella relazione trinomia sopra riportata è il seguente:

- Nq, Nc, Ng, fattori adimensionali di portanza funzione dell'angolo d'attrito interno j del terreno
- sq, sc, sg, coefficienti che rappresentano il fattore di forma
- dq, dc, dg, coefficienti che rappresentano il fattore dell'approfondimento
- iq, ic, ig, coefficienti che rappresentano il fattore di inclinazione del carico
- g1 peso per unità di volume del terreno sovrastante il piano di posa
- g2 peso per unità di volume del terreno sottostante il piano di posa

Per fondazioni aventi larghezza modesta si dimostra che il terzo termine non aumenta indefinitamente e per valori elevati di "B", sia secondo Vesic che secondo de Beer, il valore limite è prossimo a quello di una fondazione profonda. Bowles per fondazioni di larghezza maggiore di 2.00 metri propone il seguente fattore riduttivo:

$$r_\gamma = 1 - 0.25 \cdot \log_{10} \left(\frac{B}{2} \right) \quad \text{dove "B" va espresso in metri.}$$

Questa relazione risulta particolarmente utile per fondazioni larghe con rapporto D/B basso (platee e simili), caso nel quale il terzo termine dell'equazione trinomia è predominante.

Nel caso di carico eccentrico Meyerhof consiglia di ridurre le dimensioni della superficie di contatto (Af) tra fondazione e terreno (B, L) in tutte le formule del calcolo del carico limite. Tale riduzione è espressa dalle seguenti relazioni:

$$B_{rid} = B - 2 \cdot e_B \quad L_{rid} = L - 2 \cdot e_L \quad \text{dove } e_B, e_L \text{ sono le eccentricità relative alle dimensioni in esame.}$$

L'equazione trinomia del carico limite può essere risolta secondo varie formulazioni.

In questo caso sono state adottate le formulazioni di Vesic.

Formulazione di Vesic (1975)

$$N_q = tg^2 \left(\frac{90^\circ + \varphi}{2} \right) \cdot e^{\pi \cdot tg(\varphi)} \quad N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot tg(\varphi) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot ctg(\varphi)$$

- se $\varphi \neq 0$ si ha:

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot tg(\varphi) \quad s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{L} \quad s_c = 1 + \frac{N_q \cdot B}{N_c \cdot L}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot tg(\varphi) \cdot (1 - \text{sen}(\varphi))^2 \cdot \Theta \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$\text{dove: se } \frac{D}{B} \leq 1 \Rightarrow \Theta = \frac{D}{B}, \text{ se } \frac{D}{B} > 1 \Rightarrow \Theta = \text{arctg} \left(\frac{D}{B} \right)$$

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot ctg(\varphi)} \right]^m \quad i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot ctg(\varphi)} \right]^{m+1} \quad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$\text{dove: } m = m_B = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}} \quad m = m_L = \frac{2 + \frac{L}{B}}{1 + \frac{L}{B}}$$

- se $\varphi = 0$ si ha:

$$s_q = 1.0 \quad s_\gamma = 1.0 \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_q = 1.0 \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$i_q = 1.0 \quad i_\gamma = 1.0 \quad i_c = 1 - \frac{m \cdot H}{A_f \cdot c_a \cdot N_c}$$

Il significato dei termini presenti nelle relazioni su descritte è il seguente:

- V componente verticale del carico agente sulla fondazione
- H componente orizzontale del carico agente sulla fondazione (sia lungo B che lungo L)
- c_a adesione fondazione-terreno (valore variabile tra il 60% e 100% della coesione)
- α_1, α_2 esponenti di potenza che variano tra 2 e 5

Nel caso in cui il cuneo di fondazione sia interessato da falda idrica il valore di γ_2 nella formula trinomia assume la seguente espressione:

$$\gamma_2 = \frac{\gamma \cdot z + \gamma_{sat} \cdot (h_c - z)}{h_c} \quad h_c = \frac{B}{2} \cdot tg\left(\frac{90 + \varphi}{2}\right)$$

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- γ peso per unità di volume del terreno sottostante il piano di posa
- γ_{sat} peso per unità di volume saturo del terreno sottostante il piano di posa
- z profondità della falda dal piano di posa
- h_c altezza del cuneo di rottura della fondazione

Tutto ciò che è stato detto sopra è valido nell'ipotesi di terreno con caratteristiche geotecniche omogenee. Nella realtà i terreni costituenti il piano di posa delle fondazioni sono quasi sempre composti, o comunque riconducibili, a formazioni di terreno omogenee di spessore variabile che si sovrappongono (caso di terreni stratificati). In queste condizioni i parametri vengono determinati con la seguente procedura:

- viene determinata l'altezza del cuneo di rottura in funzione delle caratteristiche geotecniche degli strati attraversati;
- si determinano il numero degli strati interessati da esso in corrispondenza di ogni superficie di separazione, partendo da quella immediatamente sottostante il piano di posa della fondazione, fino a raggiungere l'altezza del cuneo di rottura, viene determinata la capacità portante di ogni singolo strato come somma di due valori: il primo dato dall'applicazione della formula trinomia alla quota i -esima dello strato; il secondo dato dalla resistenza al punzonamento del terreno sovrastante lo strato in esame
- il minimo di questi due valori sarà assunto come valore massimo della capacità portante della fondazione stratificata

Si può formulare il procedimento anche in forma analitica:

$$q'_{ult} = [q''_{ult} + q_{resT}]_{\min} = \left[q''_{ult} + \frac{p}{A_f} (P_V \cdot K_s \cdot tg(\varphi) + d \cdot c) \right]_{\min}$$

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- q''_{ult} carico limite per un'ipotetica fondazione posta alla quota dello strato interessato
- p perimetro della fondazione
- P_V spinta verticale del terreno dal piano di posa allo strato interessato
- K_S coefficiente di spinta laterale del terreno

- d distanza dal piano di posa allo strato interessato

Per il calcolo del carico limite si fa riferimento all'Approccio 2 GEO (A1+M1+R3) e per condizioni drenate trattandosi di calcareniti fratturati.

Si riportano qui di seguito le tensioni di contatto (MIN = compressione) nelle condizioni più gravose allo SLU e SLV rispettivamente.

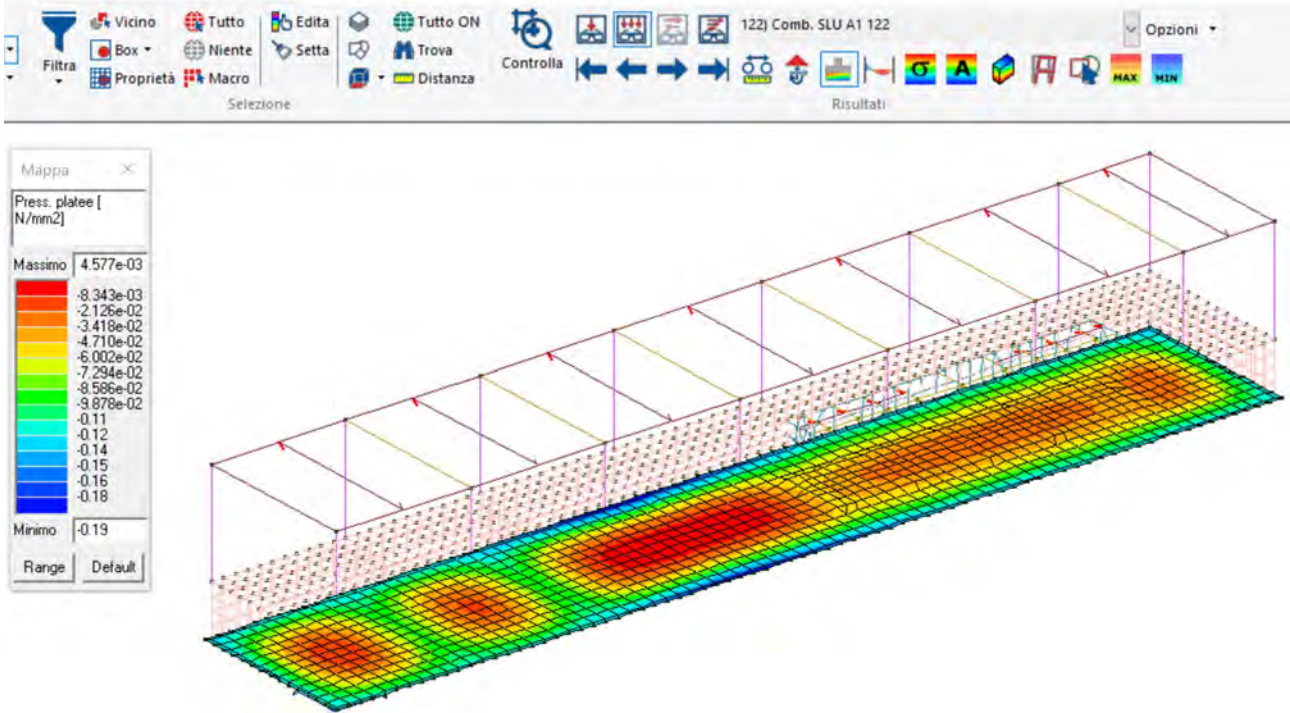


Figura 156 Tensioni MIN di contatto Comb SLU 122

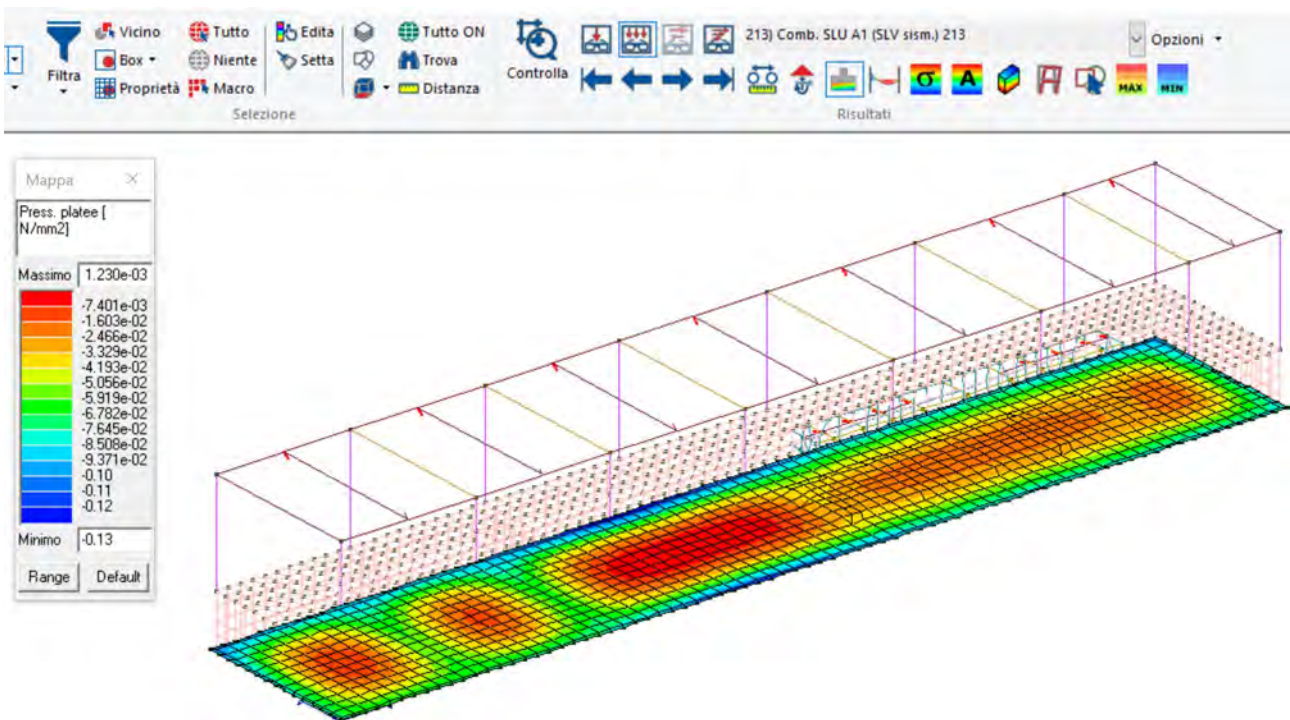


Figura 157 Tensioni di contatto MIN Comb SLV 213

Dalle figure precedenti si evince che le minime tensioni di contatto (negativo = compressione) assumono il valore pari a **0,19MPa** in condizioni statiche.

In condizioni statiche SLV, le tensioni risultano essere inferiori rispetto alle SLU.

Si riporta qui di seguito il calcolo del carico limite globale della platea di fondazione.

NTC 2018	
γ_{cu}	1
γ_Y	1
γ_c	1
$\gamma_{\phi'}$	1
γ_{R2}	1
γ_{R3}	2,3

γ'_k [kN/m ³]	17,3
c'_k [kN/m ²]	70
c_{uk} [kN/m ²]	0
ϕ'_k [°]	29
E [kN/m ²]	460000
u	0,3
G [kN/m ²]	176923,08
γ_w [kN/m ³]	-

ε [°]	0
ω [°]	0
D [m]	2
z_w [m]	100
B [m]	5,5
L [m] (per metro lineare di trave)	31
Z_B [m]	2,75
Punto appli Risultante forze [m]	2,750
$e(q_v)$ [m]	0
B' [m]	5,5
$\sigma'_v(Z_B)$ [kN/m ²]	47,575
q_h [kN]	0
q_v [kN]	9652,83
$\tan(\delta)$	0,000
m	2,15

K_p	2,88
N_q	16,40
N_c	27,80
N_Y	19,28

I_r	42,47
$I_{r.cr}$	33,33

Coefficienti di punzonamento	
Ψ_q	1
Ψ_c	1
Ψ_γ	1

Forma della fondazione	
ζ_q	1,10
ζ_c	1,10
ζ_γ	0,93

Carichi inclinati	
ξ_q	1
ξ_c	1
ξ_γ	1

Inclinazione del piano di posa	
α_q	1
α_c	1
α_γ	1
β_q	1
β_c	1
β_γ	1

Produttoria dei coefficienti correttivi	
F_q	1,10
F_c	1,10
F_γ	0,93

CONDIZIONI DRENATE q_{lim} [N/mm ²]	q_{Ed} [N/mm ²]	C.D.
1,58	0,19	VERIFICATO

Dai calcoli precedenti si evince che in condizioni drenate di lungo termine la verifica del carico limite risulta essere soddisfatta per l'Approccio 2 GEO.

Le verifiche a traslazione sono automaticamente soddisfatte trattandosi di struttura interrata.

20. TABULATI DI CALCOLO

Per i tabulati di calcolo si rimanda alla Relazione "*Tabulati di calcolo*"