AUTORITÀ PORTUALE DI SAVONA

PORTO DI VADO LIGURE

PROJECT FINANCING PER:

PROGETTAZIONE DEFINITIVA ED ESECUTIVA, ESECUZIONE DEI LAVORI DELLA NUOVA PIASTRA MULTIFUNZIONALE DEL PORTO DI VADO LIGURE E GESTIONE DELLA PARTE RELATIVA AL TERMINAL CONTENITORI

SOCIETÀ DI PROGETTO: APM TERMINALS VADO LIGURE S.p.A.

MAERSK

GLF GRANDI LAVORI FINCOSIT

PROGETTAZIONE:

TECHNITAL S.p.A.

IL RESPONSABILE:

Dott. Ing. Guido Fiorini

PERIZIA DI VARIANTE

ELABORATO N° :

TITOLO ELABORATO

STRUTTURE

POMPA CARBURANTE

RELAZIONE DI CALCOLO

MI0102-PV-S-C-R-023-00

DATA	ELABORATO	CONTROLLATO	APPROVATO
Dicembre 2015	G. Marcolini	A. Marani	G. Fiorini

REVISIONE N°	DATA	DESCRIZIONE
00	Dicembre 2015	EMISSIONE PER APPROVAZIONE

NOME FILE

MI0102-PV-S-C-R-023-00.docx

A TERMINE DI LEGGE CI RISERVIAMO LA PROPRIETA' DI QUESTO ELABORATO CON DIVIETO DI RIPRODURLO RENDENDOLO NOTO A TERZI ANCHE PARZIALMENTE SENZA NOSTRA AUTORIZZAZIONE

AUTORITÀ PORTUALE DI SAVONA

PORTO DI VADO LIGURE

PROJECT FINANCING PER:

PROGETTAZIONE DEFINITIVA ED ESECUTIVA, ESECUZIONE DEI LAVORI DELLA NUOVA PIASTRA MULTIFUNZIONALE DEL PORTO DI VADO LIGURE E GESTIONE DELLA PARTE RELATIVA AL TERMINAL CONTENITORI

PERIZIA DI VARIANTE

STRUTTURE
POMPA CARBURANTE
RELAZIONE DI CALCOLO

INDICE

1. PREMESSA 7
2. DESCRIZIONE DELLA POMPA CARBURANTI 8
3. NORMATIVE DI RIFERIMENTO 10
4. METODO DI CALCOLO E DI VERIFICA 11
5. DEFINIZIONE DEGLI STATI LIMITE 14
   5.1. Combinazioni agli stati limite ultimi 14
   5.2. Combinazioni agli stati limite di esercizio 14
   5.3. Coefficienti moltiplicativi dei carichi 15
   5.4. Coefficienti di sicurezza parziali per i materiali 16
   5.5. Coefficienti di sicurezza parziali per le verifiche agli SLU di fondazioni e muri di sostegno 16
6. MATERIALI 17
   6.1. Prescrizioni per la durabilità dei calcestruzzi 17
   6.2. Calcestruzzo 19
   6.3. Acciaio per calcestruzzo armato 19
   6.4. Acciaio carpenteria metallica 19
7. STRATIGRAFIA DI RIFERIMENTO E CARATTERIZZAZIONE GEO-TECNICA 21
8. MODELLO DI CALCOLO 24
9. ANALISI DEI CARICHI 26
   9.1. Vita utile di progetto 26
   9.2. Carichi permanenti 26
   9.3. Carichi permanenti portati 26
   9.4. Sovraccarichi accidentali 26
   9.5. Azione termica 27
   9.6. Vento 27
   9.7. Neve 28
   9.8. Urti 28
   9.9. Azione sismica (E) 28
10. FATTORI DI CARICO 36
   10.1. Stato limite ultimo: Approccio 1 comb. 1 e Approccio 2 36
   10.2. Stato limite ultimo: Approccio 1 comb. 2 37
   10.3. Stato limite ultimo: EQU 37
   10.4. Stati limite di esercizio 38
11. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI 39
   11.1. Diagramma sollecitazioni 39

11.2. Risultati delle analisi 44
11.3. Verifiche profili 45
11.3.1. Pilastri HEB220 47
11.3.2. Travi HEB220 48
11.3.3. Arcarecci IPE180 49
11.4. Verifica orizzontamento 50
11.5. Verifica scala 52
11.6. Verifica parapetto 53
11.7. Verifica fondazioni 54
11.7.1. Verifiche strutturali (STR) 56
11.7.2. Capacità portante (GEO) 56
12. VERIFICHE DEI NODI 60
12.1. Piastra di base profili HEB220 60
12.2. Verifiche saldature telaio 61
12.3. Verifica nodi arcarecci 63
12.4. Verifica nodi parapetto 64
13. VERIFICHE AGLI SLE 65

ELENCO FIGURE

FIGURA 1.1 – PLANIMETRIA GENERALE CON UBICAZIONE DELLE OPERE IN OGGETTO 7
Figura 2.1- Planimetria dell'area rifornimento e lavaggio mezzi 8
Figura 2.2- Planimetria e sezione architettonica 9
Figura 8.1 – Modello di calcolo struttura 24
Figura 11.1 – Diagramma sforzo assiale N inviluppo SLU 39
Figura 11.2 – Diagramma momento flettente M33 inviluppo SLU 39
Figura 11.3 – Diagramma momento flettente M22 inviluppo SLU 40
Figura 11.4 – Diagramma taglio V22 inviluppo SLU 40
Figura 11.5 – Diagramma taglio V33 inviluppo SLU 41
Figura 11.6 – Diagramma sforzo assiale N inviluppo SLV 41
Figura 11.7 – Diagramma momento flettente M33 inviluppo SLV 42
Figura 11.8 – Diagramma momento flettente M22 inviluppo SLV 42
Figura 11.9 – Diagramma taglio V22 inviluppo SLV 43
Figura 11.10 – Diagramma taglio V33 inviluppo SLV 43
Figura 11.11 – Verifica degli elementi agli SLU 45
Figura 11.12 – Verifica degli elementi agli SLV 46
Figura 11.13 – Pressioni in fondazione agli SLU 54
Figura 11.14 – Pressioni in fondazione agli ECC 55
Figura 11.15 – Pressioni in fondazione agli SLU-A2 55
Figura 13.1 – Spostamenti dovuti alla combinazione agli SLE rara 65
Figura 13.2 – Spostamenti dovuti alla combinazione agli SLD 66

ELENCO TABELLE

Tabella 5.1 - Valori dei coefficienti di combinazione (Tab. 2.5.I delle NTC) 15
Tabella 5.2 - Coefficienti parziali per le azioni nelle verifiche agli SLU (tab. 2.6.I delle NTC) 15
Tabella 5.3 – Tabella dei coefficienti parziali per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali 16
Tabella 6.1 - Classi di esposizione ambientale 17
Tabella 6.2 - Classi di esposizione ambientale 18
Tabella 7.1– Stratigrafia media di progetto 21
Tabella 7.2– Caratterizzazione geotecnica terreni di fondazione 21
Tabella 7.3– Caratterizzazione geotecnica materiali da costruzione 22
TABELLA 9.1 - VALORI DEL COEFFICIENTE D'USO C_U (TABELLA 2.4.II DELLE NTC) 31
TABELLA 9.2 - VALORI DI RIFERIMENTO PER LO SPETTRO MEDIO LINEARIZZATO DI PROGETTO PER VALORI DI SMORZAMENTO $\xi = 5\%$ 33
TABELLA 11.1 - SOLLECITAZIONI MASSIME NEI PILASTRI 44
TABELLA 11.2 - SOLLECITAZIONI MASSIME NELLE TRAVI 44
TABELLA 11.3 - SOLLECITAZIONI MASSIME NEGLI ARCARECCI 44
TABELLA 11.4 - REAZIONI MASSIME ALLA BASE 44

1. PREMESSA

Scopo di questa relazione è la presentazione delle verifiche di resistenza e stabilità effettuate per la pensilina della pompa carburanti, ubicata a sud della loading bay in radice della nuova piattaforma multifunzionale di Vado Ligure (si veda la FIGURA 1.1).

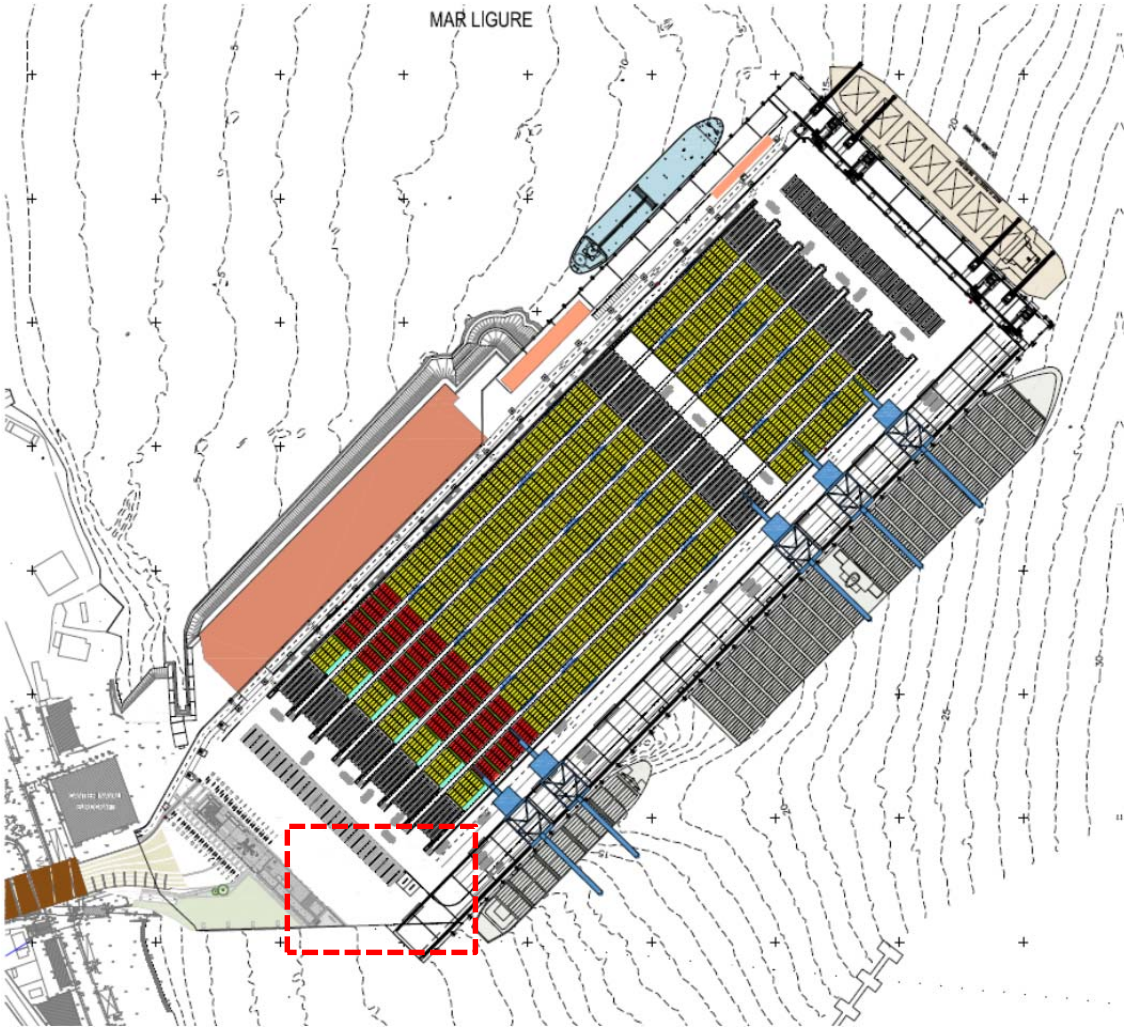


FIGURA 1.1 – PLANIMETRIA GENERALE CON UBICAZIONE DELLE OPERE IN OGGETTO

2. DESCRIZIONE DELLA POMPA CARBURANTI

La pensilina è costituita da una pedana sopraelevata ad un'altezza di 2.40 m, sorretta da tre telai in serie posti ad una distanza tra loro di 4.50 m.
I telai sono costituiti da profili HEB220 saldati tra loro e collegati da arcarecci costituiti da profili IPE180 in semplice appoggio, sormontati da una lamiera a realizzare il piano di calpestio.
Le dimensioni in pianta della pensilina metallica risultano 2.30 m x 15 m.
Sul lato più corto è presente una scala metallica che consente l'accesso alla pedana.
Le fondazioni sono di tipo superficiale a plinto.

Di seguito si riportano planimetrie e sezioni della struttura

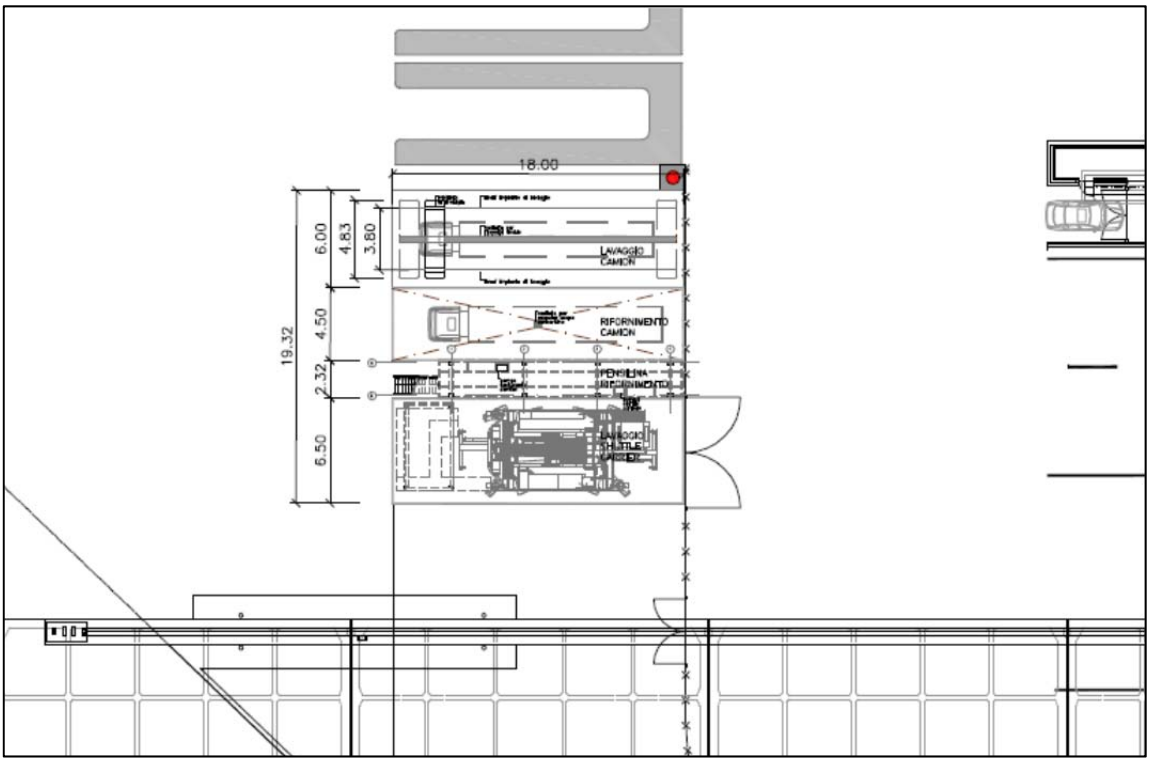


FIGURA 2.1- PLANIMETRIA DELL'AREA RIFORNIMENTO E LAVAGGIO MEZZI

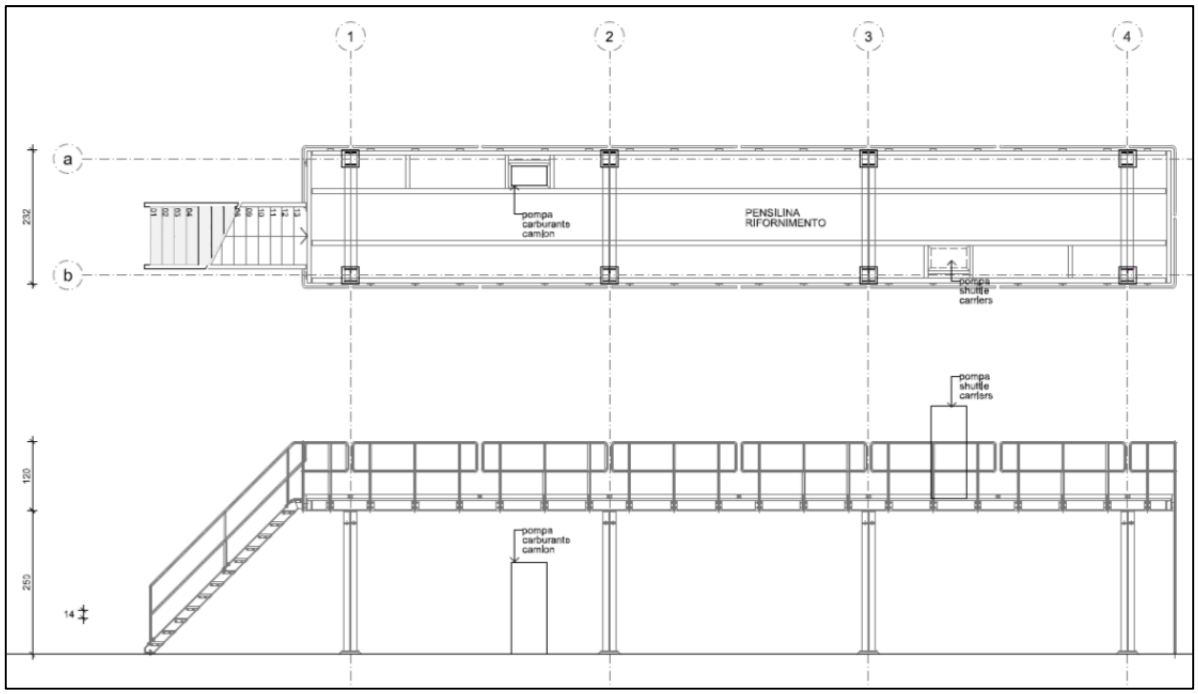


FIGURA 2.2- PLANIMETRIA E SEZIONE ARCHITETTONICA

3. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

- Decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 14 gennaio 2008, "Nuove norme tecniche per le costruzioni";
- Circolare Min.LL.PP. del 02/02/2009, Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione e il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso, e per le strutture metalliche", di cui al DM.LL.PP. precedente;
- Legge 05.11.1971 n. 1086 e D.M. 01.04.1993: "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio normale e precompresso e a struttura metallica";
- UNI EN 1993-1:2003 – "Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-1: regole generali e regole per gli edifici";
- UNI EN 1998-1:2003 – "Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica";

4. METODO DI CALCOLO E DI VERIFICA

In ottemperanza al D.M. del 14.01.2008 (Norme tecniche per le costruzioni), i calcoli ele verifiche sono stati condotti con il metodo semi-probabilistico agli stati limite.

Il dimensionamento degli elementi strutturali è stato svolto, durante la progettazione definitiva, mediante l'ausilio del programma ad elementi finiti tridimensionale, nelle combinazioni non sismiche delle azioni.
Si è proceduto quindi alla determinazione degli effetti sismici sulla struttura, con un'analisi dinamica in campo elastico lineare: in particolare è stata eseguita un'analisi dinamica modale, considerando i contemporanei effetti dovuti alla presenza dei carichi verticali, sia permanenti che accidentali, mediante l'applicazione di diverse combinazioni di carico.

L'analisi dinamica lineare consiste:

- nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale),
- nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati,
- nella combinazione di questi effetti.

Devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa. È opportuno a tal riguardo considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%.

Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi deve essere utilizzata una combinazione quadratica completa degli effetti relativi a ciascun modo, quale quella indicata nell'espressione (7.3.3):

$$E = (\sum_j \sum_i \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j)^{1/2} \qquad (7.3.3)$$

con:

E_j valore dell'effetto relativo al modo j;

ρ_{ij} coefficiente di correlazione tra il modo i e il modo j, calcolato con formule di comprovata validità quale:

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2\beta_{ij}^{3/2}}{(1+\beta_{ij})\left[(1-\beta_{ij})^2 + 4\xi^2\beta_{ij}\right]} \qquad (7.3.4)$$

ξ smorzamento viscoso dei modi i e j;

β_{ij} è il rapporto tra l'inverso dei periodi di ciascuna coppia i-j di modi ($\beta_{ij} = T_j/T_i$).

Le combinazioni di carico per le verifiche agli stati limite, la valutazione degli spostamenti e del comportamento modale delle strutture, sono state effettuate con l'ausilio del con il software di calcolo SAP2000 v17.0 della Computers and StructuresInc., California, Berkeley, per la modellazione agli elementi finiti dei telai 3D.

Come espresso nelle Norme Tecniche nel Paragrafo 7.2.6 "Criteri di modellazione della struttura e azione sismica", il modello della struttura deve essere tridimensionale e rappresentare in modo adeguato le effettive distribuzioni spaziali di massa, rigidezza e resistenza. Si riportano di seguito alcuni estratti del paragrafo pertinenti con il caso in esame.

Nella definizione del modello alcuni elementi strutturali, considerati "secondari", e gli elementi non strutturali autoportanti (tamponature e tramezzi), possono essere rappresentati unicamente in termini di massa, considerando il loro contributo alla rigidezza e alla resistenza del sistema strutturale solo qualora essi possiedano rigidezza e resistenza tali da modificare significativamente il comportamento del modello.

Gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano, a condizione che siano realizzati in cemento armato, oppure in latero-cemento con soletta in c.a. di almeno 40 mm di spessore, o in struttura mista con soletta in cemento armato di almeno 50 mm di spessore collegata da connettori a taglio opportunamente dimensionati agli elementi strutturali in acciaio o in legno e purché le aperture presenti non ne riducano significativamente la rigidezza.

Per rappresentare la rigidezza degli elementi strutturali si possono adottare modelli lineari, che trascurano le non linearità di materiale e geometriche, e modelli non lineari, che le considerano; in ambo i casi si deve tener conto della fessurazione dei materiali fragili. In caso non siano effettuate analisi specifiche, la rigidezza flessionale e a taglio di elementi in muratura, cemento armato, acciaio-calcestruzzo, può essere ridotta sino al 50% della rigidezza dei corrispondenti elementi non fessurati, tenendo debitamente conto dell'influenza della sollecitazione assiale permanente.

Nel caso di comportamento non dissipativo si adottano unicamente i modelli lineari.

Nel caso di comportamento dissipativo si possono adottare sia modelli lineari sia modelli non lineari. Il legame costitutivo utilizzato per modellare il comportamento non lineare della struttura dovuto alla non linearità di materiale deve essere giustificato, anche in relazione alla corretta rappresentazione dell'energia dissipata nei cicli di isteresi.

Le azioni conseguenti al moto sismico sono modellate sia direttamente, attraverso forze statiche equivalenti o spettri di risposta, sia indirettamente, attraverso accelerogrammi.

Ai fini della realizzazione del modello, si considera che i blocchi A, B e C appoggiano direttamente su strutture rigide come la sovrastruttura del cassone, e quindi sono state schematizzate mediante degli incastri.

Sono quindi stati realizzati due modelli per le diverse combinazioni statiche e sismiche.
Nel modello statico sono stati implementati tutti i carichi verticali, permanenti e variabili, e quelli orizzontali dovuti al vento.

Nel modello dinamico sono state implementate le masse per ogni piano ed è stata loro affidata un'eccentricità in entrambe le direzioni (+X, -X, +Y, -Y), come prescritto in Normativa.
I risultati dei due tipi di modello sono quindi stati posti a confronto dei dimensionamenti effettuati.

5. DEFINIZIONE DEGLI STATI LIMITE

5.1. Combinazioni agli stati limite ultimi

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

– Combinazione fondamentale (SLU):

$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \ldots$

– Combinazione sismica (SLV):

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

5.2. Combinazioni agli stati limite di esercizio

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

– Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili:

$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + 0{,}7\ Q_{k2} + 0{,}7\ Q_{k3} + \ldots\ldots\ldots$

– Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$G_1 + G_2 + P + 0{,}5\ Q_{k1} + 0{,}3\ Q_{k2} + 0{,}3\ Q_{k3} + \ldots\ldots\ldots$

– Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$G_1 + G_2 + P + 0{,}3\ Q_{k1} + 0{,}3\ Q_{k2} + 0{,}3\ Q_{k3} + \ldots\ldots\ldots$

5.3. Coefficienti moltiplicativi dei carichi

TABELLA 5.1 - VALORI DEI COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE (TAB. 2.5.I DELLE NTC)

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

TABELLA 5.2 - COEFFICIENTI PARZIALI PER LE AZIONI NELLE VERIFICHE AGLI SLU (TAB. 2.6.I DELLE NTC)

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali[1]	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	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

[1] Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Nella Tab. 2.6.I il significato dei simboli è il seguente:

γ_{G1} coefficiente parziale del peso proprio della struttura, nonché del peso proprio del terreno e dell'acqua, quando pertinenti;
γ_{G2} coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;
γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili.

5.4. Coefficienti di sicurezza parziali per i materiali

I coefficienti di sicurezza parziali per i materiali costituenti gli elementi strutturali oggetto di verifica nelle relazioni di calcolo sono:

Sezioni in cemento armato
- $\gamma_{cls} = 1,50$ coefficiente relativo al calcestruzzo
- $\gamma_s = 1,15$ coefficiente relativo all'acciaio per cls armato

Sezioni in acciaio da carpenteria (v tab. 4.2.V. NTC 2008)
- Resistenza delle Sezioni di Classe 1-2-3-4: $\gamma_{M0} = 1,05$
- Resistenza all'instabilità delle membrature: $\gamma_{M1} = 1,05$

5.5. Coefficienti di sicurezza parziali per le verifiche agli SLU di fondazioni e muri di sostegno

I coefficienti di sicurezza parziali per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni sono riportati nella seguente tabella ripresa dalla Normativa.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE **(R1)**	COEFFICIENTE PARZIALE **(R2)**	COEFFICIENTE PARZIALE **(R3)**
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

TABELLA 5.3 – TABELLA DEI COEFFICIENTI PARZIALI PER LE VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI DI FONDAZIONI SUPERFICIALI

6. MATERIALI

6.1. Prescrizioni per la durabilità dei calcestruzzi

Il calcestruzzo, oltre a soddisfare i requisiti di resistenza, deve essere durevole, ovvero in grado di resistere in maniera soddisfacente alle condizioni ambientali e di lavoro cui è sottoposto durante la vita dell'opera. Nel seguito si valutano pertanto le caratteristiche dei calcestruzzi da impiegare per la realizzazione delle diverse parti d'opera, al fine di conseguire i requisiti di durabilità richiesti.

Tali requisiti sono essenzialmente correlati alle condizioni di esposizione ambientale dell'opera - cui la normativa associa una classe di resistenza minima del calcestruzzo - e alla vita utile della struttura (attraverso la classe strutturale che determina il copriferro minimo).

L'argomento è compiutamente trattato nel D.M. 14/01/2008 Capitolo4 e nelle relative Istruzioni.

Classi di esposizione
In merito alle classi di esposizione ambientale, definite nella tabella 4.1.III della Normativa (in accordo con UNI EN 206-1), si attribuiscono ai vari elementi della struttura le seguenti classi di esposizione:

TABELLA 6.1 - CLASSI DI ESPOSIZIONE AMBIENTALE

	Classe di esposizione	**Descrizione dell'ambiente**
Fondazioni	XS1	Esposto a nebbia salina ma non in contatto diretto con acqua di mare (strutture prossime oppure sulla costa)

Composizione e proprietà dei calcestruzzi
In funzione della classe di esposizione, la tabella E.1N dell'EC2ed il prospetto F.1 della EN 206-1 forniscono la classe di resistenza indicativa del calcestruzzo. Definita poi la

classe strutturale dell'opera, il copriferro minimo è fornito dalla tabellaC4.1.IV delle Istruzioni, che dipende dalle condizioni ambientali e dalla tipologia di elemento.
Nella tabella seguente sono riassunti i requisiti previsti per la durabilità del calcestruzzo. Il copriferro indicato è comprensivo di una tolleranza compresa fra 0 mm e 10 mm a seconda della precisione di posa delle armature garantito dal processo di produzione della parte d'opera (§ 4.4.1.3 dell'EC2 e § C4.1.6.1.3 delle Istruzioni).

TABELLA 6.2 - CLASSI DI ESPOSIZIONE AMBIENTALE

CLS CONFORME A UNI EN 206-1	STRUTTURE DI FONDAZIONE
CLASSE DI ESPOSIZIONE	XS1
CLASSE DI RESISTENZA	C32/40
RAPPORTO A/C	0.50
CONTENUTO MAX. CLORURI	Cl 0.20
CLASSE SLUMP	S4
DIM. MAX. AGGREGATO	20 mm
COPRIFERRO MINIMO	45 mm
$f_{ck,cube}$	≥40N/mm2

I copriferri indicati nella tabella sono stati determinati con riferimento ad una vita utile di 50 anni.

Secondo la normativa, gli inerti, naturali o di frantumazione, saranno costituiti da elementi non gelivi e non friabili, privi di sostanze organiche, limose ed argillose, di gesso, ecc.
Gli aggregati devono essere disposti lungo una corretta curva granulometrica, per assicurare il massimo riempimento dei vuoti interstiziali.
La granulometria inoltre dovrà essere studiata scegliendo il diametro massimo in funzione della sezione minima del getto, della distanza minima tra i ferri d'armatura e dello spessore del copriferro.

6.2. Calcestruzzo

Fondazioni:

$R_{ck} \geq 40$MPa; (C32/40)(classe minima richiesta per la durabilità)

$f_{ck} = 0.83 \times 40 = 33.2$ MPa

$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 41.2$Mpa (resistenza media cilindrica)

$f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3} = 3.1$ MPa (resistenza media a trazione assiale)

$f_{cfm} = 1.2 \times f_{ctm} = 3.72$ MPa (resistenza media a trazione per flessione)

$E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 33640$ MPa (modulo elastico istantaneo (11.2.5))

Allo stato limite ultimo:

$\gamma_M = 1.5 \rightarrow$ resistenza di calcolo $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_M = 22.1$MPa

6.3. Acciaio per calcestruzzo armato

Acciaio per barre di armatura ad aderenza migliorata, reti e tralicci elettrosaldati, per c.a.:

classe B450C

$f_{yk} = 450$ MPa(tensione di snervamento)

$f_{yt} = 540$ MPa(tensione di rottura)

da cui:

Stato limite ultimo

$\gamma_M = 1.15 \rightarrow$ resistenza di calcolo $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_M = 391$MPa

6.4. Acciaio carpenteria metallica

- Acciaio profili (laminati ed elettrosaldati), lamiere , piatti: S355 J0 UNI EN 10025
- Tirafondi e bulloni di ancoraggio: acciaio S355 J0 UNI EN 10025
- Bulloni classe 10.9 UNI EN ISO 898-1:2013
- Saldature con elettrodi basici E52, UNI EN 1011:2005

Caratteristiche acciaio strutturale S 355 J0

- Modulo di elasticità longitudinale: $E = 210000\ N/mm^2$
- Tensione di rottura: $f_t \geq 510\ N/mm^2$
- Tensione di snervamento $f_y \geq 355\ N/mm^2$
- Resistenza di progetto (t<40mm) $f_d = 355\ N/mm^2$
- Resistenza di progetto (t>40mm) $f_d = 315\ N/mm^2$

Caratteristiche bulloni con classe 8.8

- Tensione di rottura: $f_t = 800\ N/mm^2$
- Tensione di snervamento: $f_y = 640\ N/mm^2$

Caratteristiche bulloni con classe 10.9

- Tensione di rottura: $f_t = 1000\ N/mm^2$
- Tensione di snervamento: $f_y = 900\ N/mm^2$

Per giunzioni ad attrito, il coefficiente di sicurezza per la verifica a scorrimento agli SLU γ_{M3}= 1.25 e per gli SLE γ_{M3}= 1.1.

7. STRATIGRAFIA DI RIFERIMENTO E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

La stratigrafia di riferimento per le opere in oggetto è ricavabile dalla sezione longitudinale L1-L1 e dalle sezioni trasversali T2-T2, T3-T3, T4-T4 e T5-T5.
Dall'analisi di dette sezioni la stratigrafia adottata nei calcoli è data nella seguente tabella 5-1.

VADO LIGURE – NUOVA PIASTRA MULTIFUNZIONALE – FASE 1		
STRATIGRAFIA MEDIA DI PROGETTO		
Spessore medio (m)	Strato	Note
4.0	L1	Limo sabbioso con spessore variabile tra 3 e 6 m.
4.0	L2	Limo con spessore medio abbastanza costante su tutta l'area.
5.0	SL	Strati alternati di spessore variabile di sabbie più o meno limose. A luoghi lo strato può contenere sottolivelli di limo sabbioso. Lato costa e per fondali più profondi di -15 m l.m.m. lo spessore si incrementa mediamente a 16 m.
15.0	S	Sabbia pulita presente soltanto lungo la costa a profondità superiori ai 15 m.
4.0	G	Ghiaia con sabbia e poco limo con spessore variabile tra 2 e 8 m, che incrementa notevolmente trasversalmente verso sud fino a spessori medi di 20 m.
Indefinito	A	Argilla compatta pliocenica. E' assente a ridosso della costa.

TABELLA 7.1– STRATIGRAFIA MEDIA DI PROGETTO

Le caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione sono riassunte nella seguente tabella 5-2.

CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Livello	γ	IP	G_s	OCR	e_0	K	c_v	C_u	c'	ϕ'	E (*) (MPa)		G_{max}	α_{filtr} (**)	CR RR	C_α	ν	k_0
	(kN/m³)	(-)	(-)	(-)	(-)	(m/s)	(m²/s)	(kPa)	(kPa)	(°)	m	n	(MPa)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)
L1	16	10	2.73	5	1.35	3E-8	6E-6	(***)	0	33	-		15	14	0.14 0.01	1E-3	0.35	0.50
L2	17	10	2.73	1	1.28	3E-8	7E-6	(***)	0	32	-		40	13	0.17 0.013	1E-3	0.35	0.50
SL/S	18	-	2.72	1	1.20	1E-7	-	-	0	32	15	0.6	70	9	-	-	0.30	0.50
G	19	-	2.72	1	-	1E-5	-	-	0	40	30	0.6	120	8	-	-	0.30	0.50
A	18.5	20	2.75	≥ 3	1.00	1E-9	3E-6	200	200	27	-		150	-	0.27 0.025	1E-3	0.25	1.50

(*) Per SL e G il modulo E varia con lo stato tensionale tramite la formula seguente:
$E = m(\sigma'_v/p_a)^n$ dove p_a = pressione atmosferica,
σ'_v = sforzo verticale agente = σ'_{v0} allo stato naturale
= $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v$ in presenza delle opere
Per L1, L2 e A le caratteristiche di deformabilità sono ricavabili da CR ed RR, adeguandoli al valore della tensione efficace agente.

(**) E_{ii} si ottiene da E attraverso il fattore α_{filtr} quindi: $E_{ur} = \alpha_{filtr} \times E$

(***) Per individuare il valore di Cu per L1 ed L2 si può utilizzare la seguente relazione:
$Cu = 0.46 \cdot OCR^{0.7}\sigma'_v$

TABELLA 7.2– CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA TERRENI DI FONDAZIONE

Per quanto concerne invece i materiali da costruzione nella tabella 5-3 vengono riportati i parametri geotecnici assunti nei calcoli.

VADO LIGURE – NUOVA PIASTRA MULTIFUNZIONALE – FASE 1	
MATERIALI DA COSTRUZIONE	
Materiale	**Note**
BONIFICO	Ghiaia 40-60%. Fine ≤5%. Sabbia 45-35%. Curva ben assortita
SCANNO	Pietrame 2-300 kg. Curva ben assortita.
TOUT-VENANT	Ghiaia sabbia e ciottoli. Fine ≤ 10%. Φmax = 100 mm. Curva ben assortita.

CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Materiale	γ	G_s	OCR	K	c'	φ'	E (*) (MPa)		α_{filtr} (**)	ν	k_0
	(kN/m³)	(-)	(-)	(m/s)	(kPa)	(°)	m	n	(-)	(-)	(-)
BONIFICO	18	2.72	1	5E-4	0	38	54	0.8	10	0.27	0.38
SCANNO	17	2.72	1	5E-4	0	45	30	0.8	10	0.20	0.30
TOUT VENANT	19	2.72	1	5E-4	0	38	114	0.8	10	0.27	0.38

(*) E varia con lo stato tensionale tramite la formula seguente:
$E = m(\sigma'_v/p_a)^n$ dove p_a = pressione atmosferica,
σ'_v = sforzo verticale agente = σ'_{v0} allo stato naturale
= $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v$ in presenza delle opere

(**) E_R si ottiene da E attraverso il fattore α_{filtr} quindi: $E_R = \alpha_{filtr} \times E$

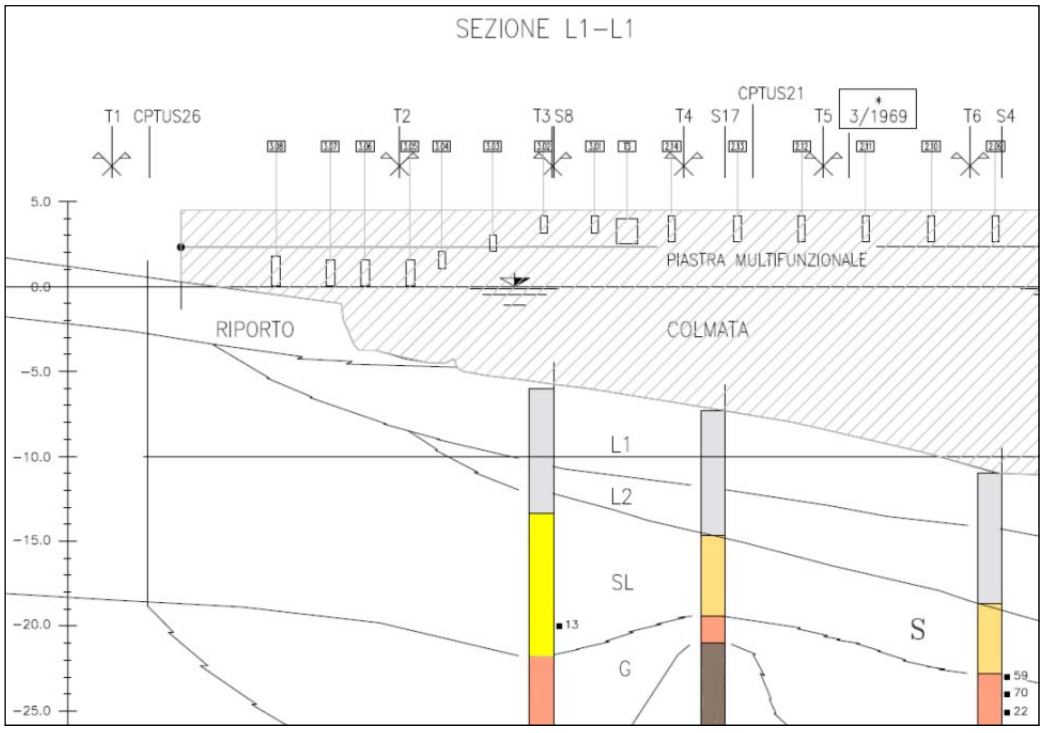
TABELLA 7.3– CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA MATERIALI DA COSTRUZIONE

dove:

γ = peso di volume totale
C' = coesione in sforzi efficaci
C_u = resistenza al taglio non drenata non consolidata
φ' = angolo di attrito in sforzi efficaci
E_{vc}^{ref} = modulo elastico di riferimento
E_{vc} = modulo elastico
E_{UR} = modulo elastico in scarico/carico

Per i parametri geotecnici di cui non si è parlato nel presente capitolo sono stati considerati validi e quindi applicati i valori riportati nella nell'Elaborato *"Caratterizzazione geotecnica - Tavole"*

La stratigrafia e la caratterizzazione geotecnica riportate nelle tabelle 5-1 e 5-2 fanno riferimento al fondale naturale. La parte di riempimento della colmata e/o scogliera, che fa da fondazione alla pensilina, è costituita invece dai materiali da costruzione, le cui caratteristiche sono riportate in tabella 5-3. Nello specifico, la pensilina sarà fondata sullo strato di rilevato all'interno del piazzale, mentre le fondazioni del mascheramento saranno fondate sullo strato della scogliera con funzione di filtro (massi 2-300kg). I materiali, la loro caratterizzazione e le sezioni stratigrafiche sono comunque presenti all'interno della relazione geotecnica (Rif. MI0102-PV-G-G-R-002) e nelle relative tavole geotecniche.
Esiste un'interazione tra colmata e terreno naturale che dipende dall'andamento e dalla profondità del fondale stesso.
La stratigrafia L1 cui si fa riferimento nel documento MI0102-PV-G-G-D-013 è rappresentata nella seguente figura.



8. MODELLO DI CALCOLO

Per l'analisi strutturale della struttura in oggetto si utilizza un modello agli elementi finiti implementato con codice di calcolo Sap 2000 vers. 17.

Nel modello di calcolo l'interazione terreno-struttura è schematizzata con un vincolo di incastro. I nodi dei telai sono schematizzati con incastri, come pure il collegamento a terra, al fine di contrastare gli spostamenti laterali (azione trasversale e tangenziale del vento e sisma). Gli arcarecci a sostegno della copertura calpestabile sono modellati con elementi *beam* su più appoggi con degli elementi a sbalzo di 1 m sui lati corti della struttura.
Di seguito viene mostrato il modello di calcolo

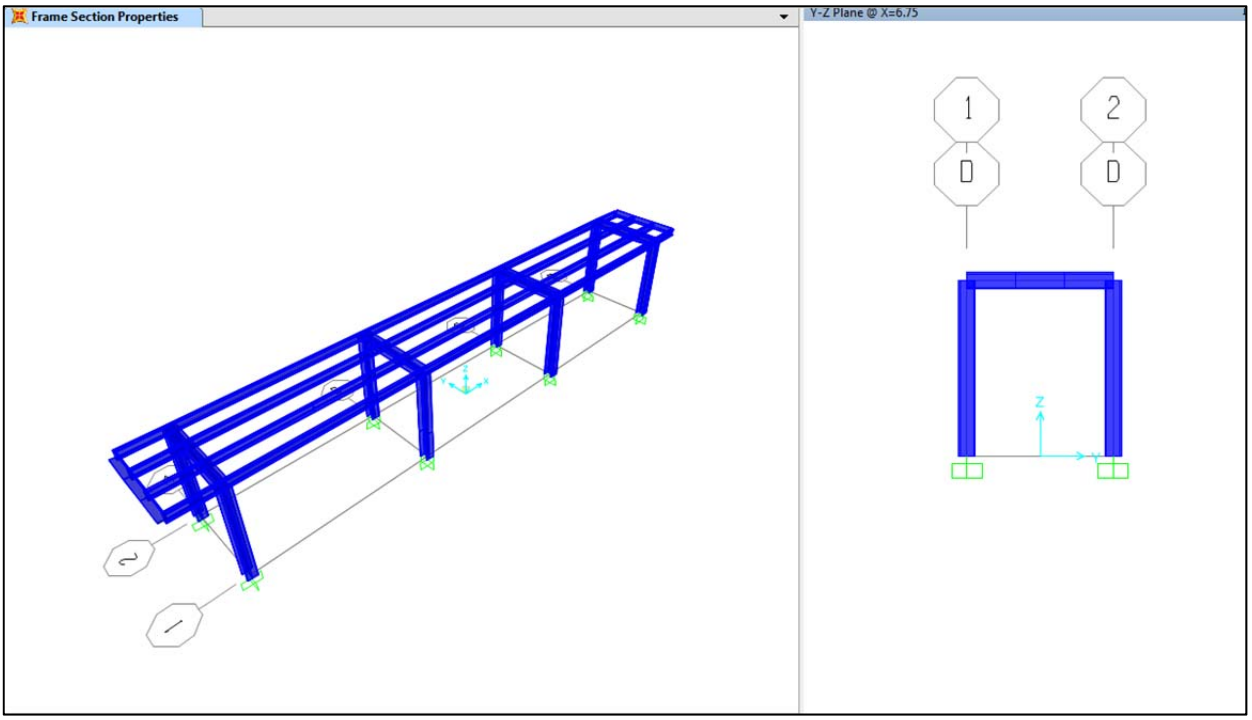


FIGURA 8.1 – MODELLO DI CALCOLO STRUTTURA

La pensilina è costituita da una pedana sopraelevata ad un'altezza di 2.40 m, sorretta da tre telai in serie posti ad una distanza tra loro di 4.50 m.

I telai sono costituiti da profili HEB220 saldati tra loro e collegati da arcarecci costituiti da profili IPE180 in semplice appoggio, sormontati da una lamiera a realizzare il piano di calpestio.
Le dimensioni in pianta della pensilina metallica risultano 2.30 m x 15 m.
Sul lato più corto è presente una scala metallica che consente l'accesso alla pedana.
Le fondazioni sono di tipo superficiale a plinto.

9. ANALISI DEI CARICHI

I carichi previsti in fase di verifica di stabilità, resistenza e deformabilità degli elementi strutturali sono di seguito esposti.

9.1. Vita utile di progetto

La vita utile delle fondazioni del nastro trasportatore risulta pari a 50 anni.
Il periodo di ritorno delle azioni sono commisurati alla vita utile dell'opera in esame.

9.2. Carichi permanenti

I carichi permanenti sulla struttura sono quelli imposti dal peso proprio degli elementi strutturali e del terreno insistenti sulle opere.
Per il peso proprio del terreno si rimanda al Cap. 0; per quanto riguarda acciaio e calcestruzzo, sono stati considerati i seguenti pesi specifici:

- calcestruzzo armato: $p = 25{,}0$ kN/m^3;
- acciaio: $p = 78{,}5$ kN/m^3

9.3. Carichi permanenti portati

I carichi permanenti agenti in copertura sono assunti pari a 1.8 kN/m^2 (lamier+getto integrativo).

9.4. Sovraccarichi accidentali

Zona copertura ambiente suscettibile di affollamento Cat. C2 $q_k = 4$ kN/m^2, secondo quanto prescritto dalle NTC al paragrafo 3.1.4, tab.3.1.II.
Il carico concentrato sul parapetto risulta pari a $H_k = 2$ kN/m

9.5. Azione termica

L'azione termica è valutata in base al valore di ΔTu = ± 25°C per strutture in acciaio esposte secondo il paragrafo 3.5.5 delle NTC.

9.6. Vento

L'azione del vento viene valutata mediante l'espressione n.3.3.1 delle NTC.

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]
7	Liguria	28	1000	0,015

a_s = 10.50 m s.l.m.m.
$v_b = v_{b,0}$ = 28 m/s per $a_s < a_0$
La pressione statica equivalente è pari a:
$p = q_b \, c_e \, c_p \, c_d$

q_b è la pressione cinetica di riferimento = $\rho * v_b^2/2 = 1.25 * 28^2/2 = 490$ N/m^2
dove ρ è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1,25 kg/m^3.
c_t è il coefficiente di topografia, posto di regola uguale a 1.
c_e è il coefficiente di esposizione da calcolare tenendo conto della classe di rugosità del terreno, nel caso in esame è D, e della zona (zona 7 Liguria) in base alla tabella qui di seguito riportata:

Categoria di esposizione del sito	k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]
III	0.20	0.10	5

Essendo z (=3.0 m) < z_{min} (= 5.0 m) l'espressione di c_e è la seguente:
$c_e(z) = c_e(z_{min})$
$c_e = 1.7$
c_p è il coefficiente di forma pari a ±1.2 per la falda piana (a favore di sicurezza)
c_d è il coefficiente dinamico = 1
A favore di sicurezza, la pressione del vento sulla copertura vale:

$p = 1000\ N/m^2$ (falda piana)

Sui pilastri HEB 220 si considera un coefficiente $c_p = \pm 1.4$, ottenendo:
$p = 490 * 1.7 * 1.4 * 1 = 1166\ N/m^2$

9.7. Neve

Sulla copertura della struttura in oggetto si considera il seguente carico dovuto alla neve in kN/m^2:

$Q_N = \mu_i \cdot q_{sk}$
con il coefficiente di forma $\mu_i = 0.8$ nel caso delle coperture delle tettoie piane.

$Q_N = 0.8 \cdot 1.00 = 0.8\ kN/m^2$.

9.8. Urti

Si è considerato un carico eccezionale dovuto ad urti da traffico veicolare pari a:

$Q_{urto} = 150$ kN (aree di parcheggio e autorimesse)

9.9. Azione sismica (E)

Le azioni sismiche di progetto sono state definite, in accordo con il § 3.2 delle NTC, a partire dalla *pericolosità sismica di base* del sito e dagli approfondimenti raggiunti con le analisi della risposta sismica locale, riportate nell'elaborato MI010P-PE-G-G-R-1208 Liquefazione e pericolosità sismica.

Nella suddetta relazione, l'azione in questione viene rappresentata mediante uno spettro elastico di progetto che tiene conto delle caratteristiche specifiche di risposta sismica del profilo stratigrafico in sito, in ottemperanza con quanto previsto dalle Norme Tecniche di cui al DM 14/01/2008, paragrafo 3.2.2 "Categorie di sottosuolo e condizioni topogra-

fiche". Quivi si specifica che *ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi.* Inoltre, nel par. 3.2.3.2.1 "Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali", si asserisce che *per categorie speciali di sottosuolo, per determinati sistemi geotecnici o se si intenda aumentare il grado di accuratezza nella previsione dei fenomeni di amplificazione, le azioni sismiche da considerare nella progettazione possono essere determinate mediante più rigorose analisi di risposta sismica locale.*

In considerazione delle particolari caratteristiche dei terreni di fondazione della piastra multifunzionale di Vado Ligure è stato considerato opportuno determinare la risposta sismica locale sulla base di accelerogrammi, accogliendo così il suggerimento contenuto nel DM 14/01/2008.

A tal fine, si è adottata una modellazione idromeccanica accoppiata (analisi alle tensioni efficaci) applicando in superficie (fondale marino) un carico statico uniformemente distribuito. Il profilo stratigrafico del sottosuolo in sito, in termini di moduli elastici (velocità di propagazione), è stato ricostruito a partire dai risultati delle indagini condotte in sito (prove penetrometriche dinamiche e statiche, dilatometro sismico). Successivamente, sono stati selezionati alcuni accelerogrammi reali con opportune caratteristiche per l'analisi di risposta sismica locale. Con tali accelerogrammi, ed il profilo stratigrafico suddetto, è stato calcolato attraverso analisi non lineari di propagazione monodimensionale (1D) delle onde sismiche il moto del suolo in superficie e, da questo, gli spettri di risposta al livello del fondale. Da questi ultimi è stato ricavato uno spettro di progetto medio rappresentativo da impiegare nelle verifiche di progetto.

Si riporta di seguito la definizione della pericolosità sismica in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g su suolo di categoria A e di spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_d(T)$, con riferimento ai diversi stati limite definiti, al § 3.2.1 delle NTC, dalle probabilità di superamento (P_{VR}) nel periodo di riferimento (V_R).

Gli stati limite, sia di esercizio sia ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni che l'opera deve assolvere durante un evento sismico; nel caso in esame, per la funzione che l'opera deve espletare nella corso della sua vita utile, è significativo fare riferimento allo Stato Limite di Danno (SLD) per l'esercizio, allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) per lo stato limite ultimo e allo Stato Limite di Collasso (SLC) per la verifica dei dispositivi di vincolo dinamico.

Per Stato Limite di Danno (SLD) s'intende che l'opera, nel suo complesso, a seguito del terremoto, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non provocare rischi agli utenti e non compromette significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali e orizzontali.
Per Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) si intende che l'opera a seguito del terremoto subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali e impiantistici e significativi danni di componenti strutturali, cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali (creazione di cerniere plastiche secondo il criterio della gerarchia delle resistenze), mantenendo ancora un margine di sicurezza (resistenza e rigidezza) nei confronti delle azioni verticali.

Per Stato Limite di Collasso (SLC) si intende che l'opera a seguito del terremoto subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali e impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Il periodo di riferimento (V_R) per l'azione sismica, data la vita nominale e la classe d'uso vale:
$V_R = V_N \cdot C_u$

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

La vita nominale (V_N) dell'opera è stata assunta pari a 50 anni in accordo con la Tab. 2.4.I delle NTC.

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

TABELLA 9.1 - VALORI DEL COEFFICIENTE D'USO C_U (TABELLA 2.4.II DELLE NTC)

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

Il periodo di riferimento (V_R) per l'azione sismica, data la vita nominale e la classe d'uso è pertanto:
$V_R = V_N \cdot C_u = 50$ anni

I valori di probabilità di superamento del periodo di riferimento P_{VR}, cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente sono:
$P_{VR}(SLV) = 10\%$
$P_{VR}(SLC) = 5\%$

I periodi di ritorno dell'azione sismica T_R espressi in anni valgono:
$T_R(SLV) = 475$ anni
$T_R(SLC) = 975$ anni
Le forme spettrali sono definite da tre parametri (ag, Fo e Tc*) ricavabili per doppia interpolazione (su T_R e sulla distanza del punto considerato dai 4 nodi più vicini del reticolo di riferimento) dei valori riportati in allegato A delle NTC.

a_g → accelerazione orizzontale massima del terreno su suolo di categoria A, espressa come frazione dell'accelerazione di gravità;
F_0 → valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
T^*_c → periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;
S → coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (Ss) e dell'amplificazione topografica (St).

L'opera ricade all'incirca alle coordinate geografiche 8.45°E e 44.27°N. L'interpolazione, condotta tra i punti di griglia ID 17354, 17355, 17577 e 17576, conduce alle seguenti terne di caratteristiche sismiche (a_g, F_0, T^*_c) per i diversi valori di P_{VR}, cui corrispondono i relativi periodi di ritorno T_r:

P_{VR}	T_r	a_g	F_0	
10	475	0.058	2.608	0.307
5	975	0.074	2.640	0.325

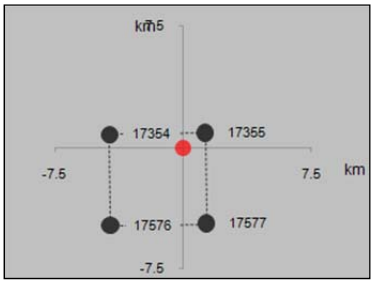


FIGURA 7.1 - LOCALIZZAZIONE DEL PUNTO RAPPRESENTATIVO DEL SITO DI IMPIANTO RISPETTO AI PUNTI DI GRIGLIA RAPPRESENTATIVI ADIACENTI.

Si riportano di seguito gli spettri di progetto elastico per le verifiche allo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) e allo Stato Limite di Collasso.

TABELLA 9.2 - VALORI DI RIFERIMENTO PER LO SPETTRO MEDIO LINEARIZZATO DI PROGETTO PER VALORI DI SMORZAMENTO $\xi = 5\%$

TAB. 8-1 - VADO LIGURE – NUOVA PIASTRA MULTIFUNZIONALE –VALORI DI RIFERIMENTO PER LO SPETTRO MEDIO LINEARIZZATO DI PROGETTO PER VALORI DI SMORZAMENTO $\xi = 5\%$.

Tr=475 anni		Tr=975 anni	
T,s	Sa, g	T,s	Sa, g
0.03 (a_{max})	0.15	0.02 (a_{max})	0.200
0.33 (T_B)	0.380	0.38 (T_B)	0.550
0.63 (T_C)	0.380	0.74 (T_C)	0.550
0.70	0.301	0.75	0.534
0.75	0.259	0.75	0.534
0.80	0.225	0.80	0.463
0.90	0.173	0.90	0.358
1.00	0.138	1.00	0.284
1.20	0.092	1.20	0.190
1.40	0.066	1.40	0.135
1.60	0.049	1.60	0.101
1.80	0.038	1.80	0.078
2.00	0.030	2.00	0.062
2.20	0.024	2.20	0.050
2.50	0.018	2.50	0.038
3.00	0.012	3.00	0.025

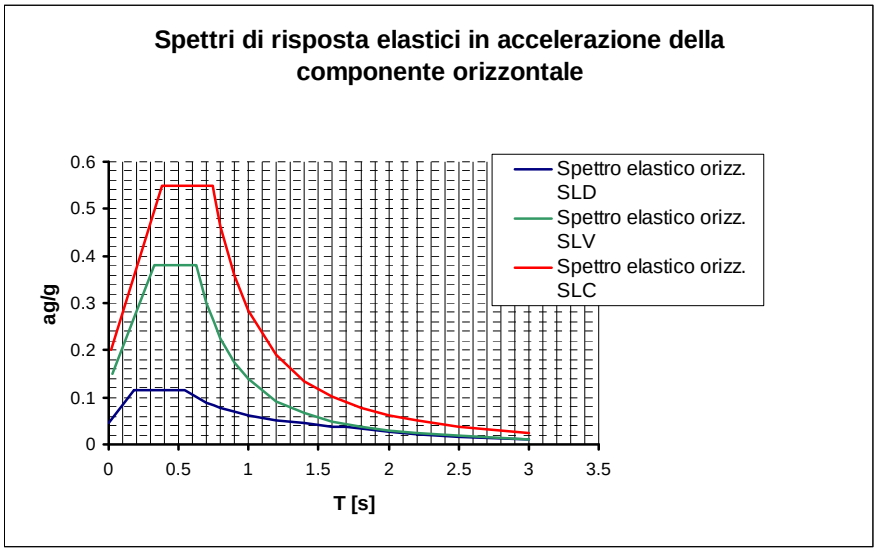


FIGURA 7.2 - SPETTRI DI RISPOSTA ELASTICI IN ACCELERAZIONE DELLA COMPONENTE ORIZZONTALE

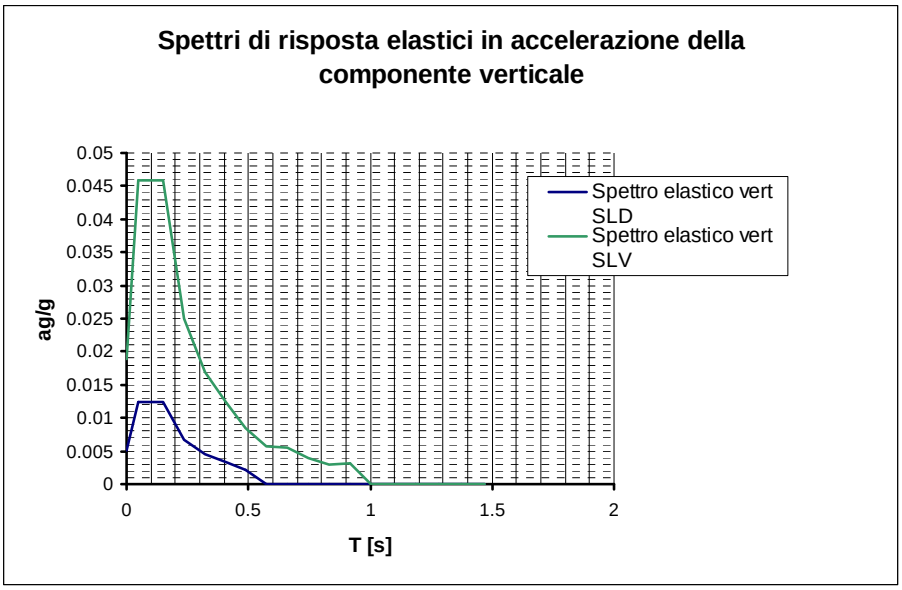


FIGURA 7.3 - SPETTRI DI RISPOSTA ELASTICI IN ACCELERAZIONE DELLA COMPONENTE VERTICALE

Si considera la non completa regolarità della struttura secondo la definizione data dalla normativa ai fini della determinazione del fattore di struttura q.

$q = q_0 K_R$

La Normativa prescrive per il fattore riduttivo K_R il valore 1 per edifici regolari, 0.8 per edifici non regolari.

Nei calcoli sismici svolti si assume dunque $K_R = 1$.

Per quanto riguarda il valore di q_0, con riferimento alle tipologie strutturali descritte nelle NTC, la struttura è ascrivibile alla tipologia "a telaio" in una direzione e "a mensola o a pendolo inverso" nell'altra.

In classe di duttilità bassa (CD "B"), il valore di q_0 più restrittivo vale 2.

Pertanto viene applicato il fattore di struttura $q = q_0 K_R = 2 * 1 = 2.0$.

Questa assunzione risulta a favore di sicurezza in quanto principalmente per il sisma in direzione trasversale (dir. X) si sarebbe potuto prevedere un fattore di struttura più elevato riferibile a tipologie strutturali del tipo a telaio, a pareti accoppiate o miste.

Di seguito si riportano gli spettri di risposta di progetto per gli stati limite di vita, di danno e di collasso.

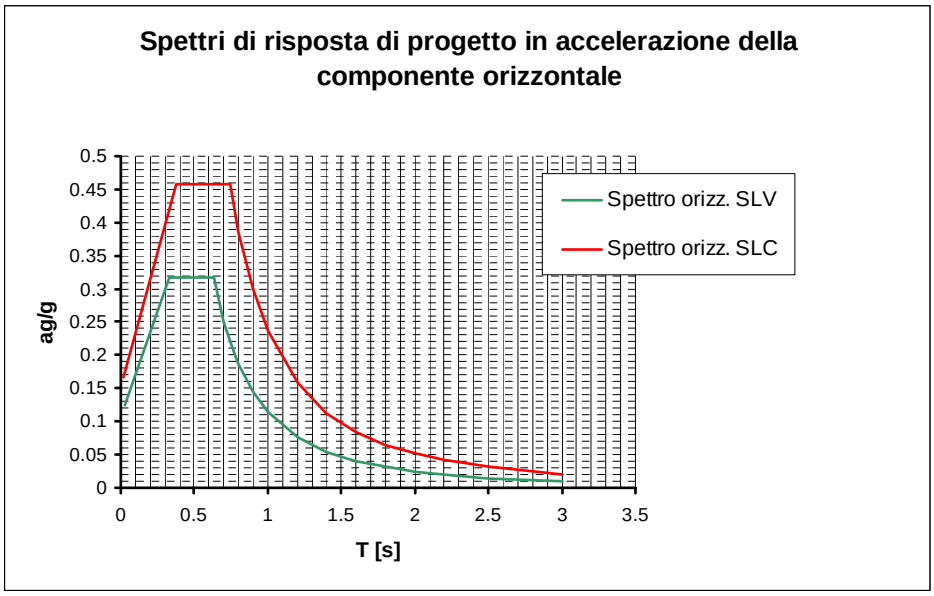


FIGURA 7.4 - SPETTRI DI RISPOSTA DI PROGETTO IN ACCELERAZIONE DELLA COMPONENTE ORIZZONTALE

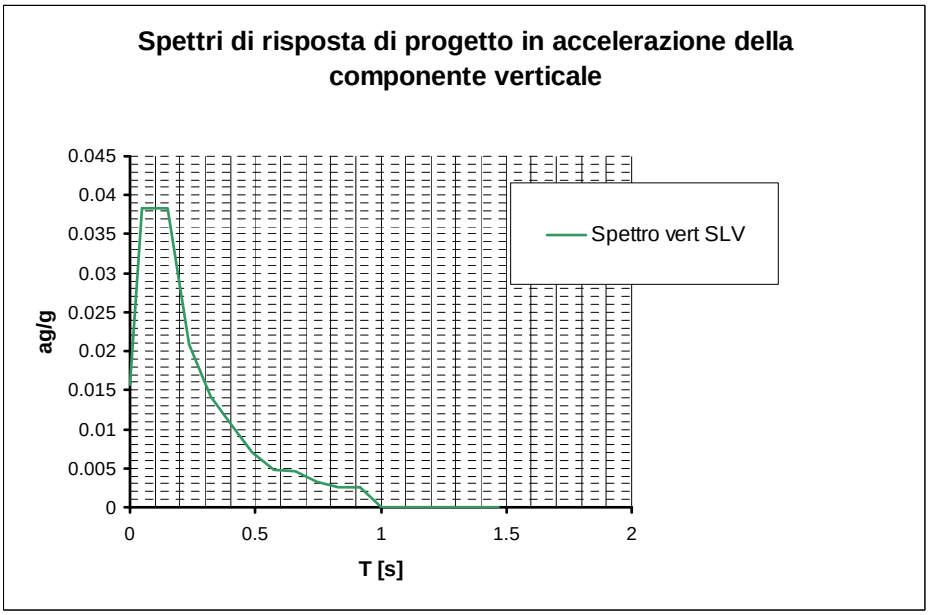


FIGURA 7.5 - SPETTRI DI RISPOSTA DI PROGETTO IN ACCELERAZIONE DELLA COMPONENTE VERTICALE

10. FATTORI DI CARICO

Riportiamo di seguito i fattori di carico (coefficienti parziali γ ed il prodotto ψ * γ tra coefficienti di combinazione ψ ed i coefficienti parziali γ) relativi ai carichi agenti sulle strutture in esame per la verifica agli stati limite.

10.1. Stato limite ultimo: Approccio 1 comb. 1 e Approccio 2

Situazioni persistenti e transitorie (STR):

Combinazioni delle azioni in esercizio a lungo termine:

AZIONI SULLE STRUTTURE DI FONDAZIONE			COMBINAZIONI SLU	
	Azione	Tipo		
1	Carichi permanenti	Permanente	γ_G=1,3	γ_G=1,0
2	Sovraccarichi accidentali (folla)	Variabile	γ_Q=1,5	$\psi_{0,1}$=0,7
3	Sovraccarichi accidentali (vento)	Variabile	γ_Q=1,5	$\psi_{0,2}$=0,6
4	Sovraccarichi accidentali (neve)	Variabile	γ_Q=1,5	$\psi_{0,3}$=0,5
5	Sovraccarichi accidentali (temp.)	Variabile	γ_Q=1,5	$\psi_{0,4}$=0,6

Situazioni di progetto sismiche

Combinazioni delle azioni in esercizio a lungo termine in condizioni sismiche (sisma con tempo di ritorno 475 anni):

AZIONI SULLE STRUTTURE DI FONDAZIONE			COMBINAZIONI SLV	
	Azione	Tipo		
1	Carichi permanenti	Permanente	γ_G=1,0	γ_G=1,0
2	Sovraccarichi accidentali (folla)	Variabile	γ_Q=1,0	$\psi_{2,1}$=0,0
3	Sovraccarichi accidentali (vento)	Variabile	γ_Q=1,0	$\psi_{2,2}$=0,0
4	Sovraccarichi accidentali (temp.)	Variabile	γ_Q=1,0	$\psi_{2,3}$=0,0
5	Sovraccarichi accidentali (neve)	Variabile	γ_Q=1,0	$\psi_{2,4}$=0,0
8	Sisma	Sismico	γ_E=1,0	γ_E=1,0

Situazioni di progetto eccezionali

Combinazioni delle azioni in condizioni eccezionali:

AZIONI SULLE STRUTTURE DI FONDAZIONE			COMBINAZIONI ECCEZIONALI	
	Azione	Tipo		
1	Carichi permanenti	Permanente	γ_G=1,0	γ_G=1,0
2	Sovraccarichi accidentali (folla)	Variabile	γ_Q=1,0	$\psi_{2,1}$=0,0
3	Sovraccarichi accidentali (vento)	Variabile	γ_Q=1,0	$\psi_{2,2}$=0,0
4	Sovraccarichi accidentali (temp.)	Variabile	γ_Q=1,0	$\psi_{2,3}$=0,0
5	Sovraccarichi accidentali (neve)	Variabile	γ_Q=1,0	$\psi_{2,4}$=0,0
8	Urti	Eccezionale	γ_A=1,0	γ_A=1,0

10.2. Stato limite ultimo: Approccio 1 comb. 2

Situazioni persistenti e transitorie (GEO)

Combinazioni delle azioni in esercizio a lungo termine:

AZIONI SULLE STRUTTURE DI FONDAZIONE			COMBINAZIONI SLU	
	Azione	Tipo		
1	Carichi permanenti	Permanente	γ_G=1,0	γ_G=1,0
2	Sovraccarichi accidentali (folla)	Variabile	γ_Q=1,3	$\psi_{0,1}$=0,7
3	Sovraccarichi accidentali (vento)	Variabile	γ_Q=1,3	$\psi_{0,2}$=0,6
4	Sovraccarichi accidentali (neve)	Variabile	γ_Q=1,3	$\psi_{0,3}$=0,5
5	Sovraccarichi accidentali (temp.)	Variabile	γ_Q=1,3	$\psi_{0,4}$=0,6

10.3. Stato limite ultimo: EQU

AZIONI SULLE STRUTTURE DI FONDAZIONE			COMBINAZIONI SLU (EQU)	
	Azione	Tipo		
1	Carichi permanenti	Permanente	γ_G=1,1	γ_G=0,9
2	Sovraccarichi accidentali (folla)	Variabile	γ_Q=1,5	$\psi_{0,1}$=0,7
3	Sovraccarichi accidentali (vento)	Variabile	γ_Q=1,5	$\psi_{0,2}$=0,6
4	Sovraccarichi accidentali (neve)	Variabile	γ_Q=1,5	$\psi_{0,3}$=0,5
5	Sovraccarichi accidentali (temp.)	Variabile	γ_Q=1,5	$\psi_{0,4}$=0,6

10.4. Stati limite di esercizio

Combinazione rara

AZIONI SULLE STRUTTURE DI FONDAZIONE			COMBINAZIONI SLE RARA	
	Azione	Tipo		
1	Carichi permanenti	Permanente	γ_G=1,0	γ_G=1,0
2	Sovraccarichi accidentali (folla)	Variabile	γ_Q=1,0	$\psi_{0,1}$=0,7
3	Sovraccarichi accidentali (vento)	Variabile	γ_Q=1,0	$\psi_{0,2}$=0,6
4	Sovraccarichi accidentali (neve)	Variabile	γ_Q=1,0	$\psi_{0,3}$=0,5
5	Sovraccarichi accidentali (temp.)	Variabile	γ_Q=1,0	$\psi_{0,4}$=0,6

Combinazione frequente

AZIONI SULLE STRUTTURE DI FONDAZIONE			COMBINAZIONI SLE FREQ.	
	Azione	Tipo		
1	Carichi permanenti	Permanente	γ_G=1,0	γ_G=1,0
2	Sovraccarichi accidentali (folla)	Variabile	γ_Q=1,0	$\psi_{1,1}$=0,5 $\psi_{2,1}$=0,3
3	Sovraccarichi accidentali (vento)	Variabile	γ_Q=1,0	$\psi_{1,2}$=0,2 $\psi_{2,2}$=0,0
4	Sovraccarichi accidentali (neve)	Variabile	γ_Q=1,0	$\psi_{1,3}$=0,2 $\psi_{2,3}$=0,0
5	Sovraccarichi accidentali (temp.)	Variabile	γ_Q=1,0	$\psi_{1,4}$=0,5 $\psi_{2,4}$=0,0

Combinazione quasi permanente

AZIONI SULLE STRUTTURE DI FONDAZIONE			COMBINAZIONI SLE Q.P	
	Azione	Tipo		
1	Carichi permanenti	Permanente	γ_G=1,0	γ_G=1,0
2	Sovraccarichi accidentali (folla)	Variabile	γ_Q=1,0	$\psi_{2,1}$=0,3
3	Sovraccarichi accidentali (vento)	Variabile	γ_Q=1,0	$\psi_{2,2}$=0,0
4	Sovraccarichi accidentali (neve)	Variabile	γ_Q=1,0	$\psi_{2,3}$=0,0
5	Sovraccarichi accidentali (temp.)	Variabile	γ_Q=1,0	$\psi_{2,4}$=0,0

11. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI

11.1. Diagramma sollecitazioni

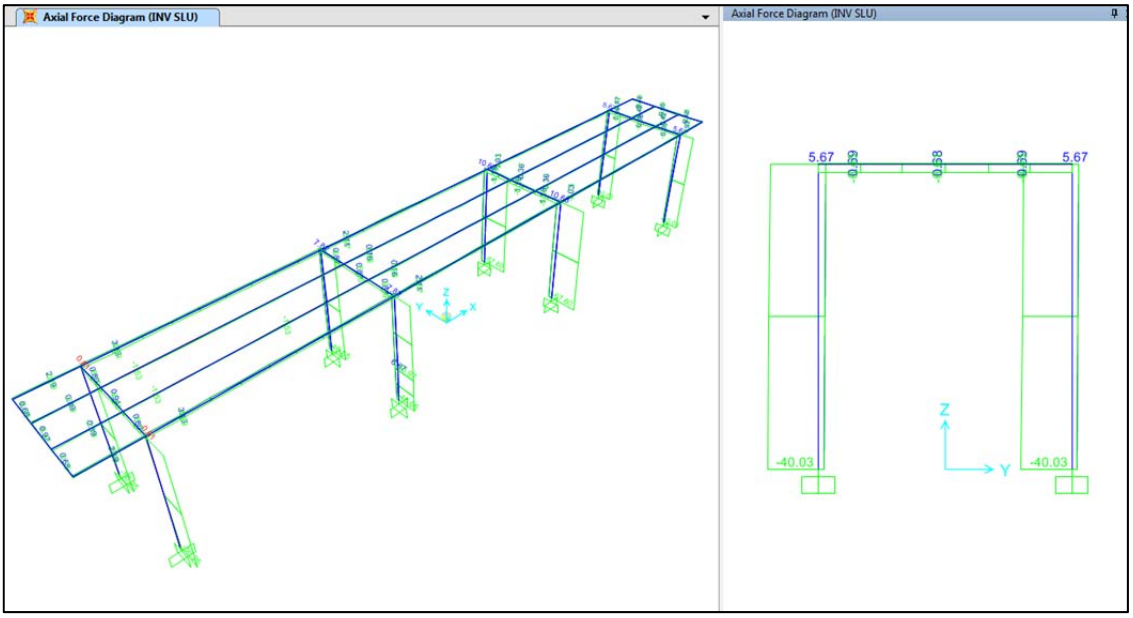


FIGURA 11.1 – DIAGRAMMA SFORZO ASSIALE N INVILUPPO SLU

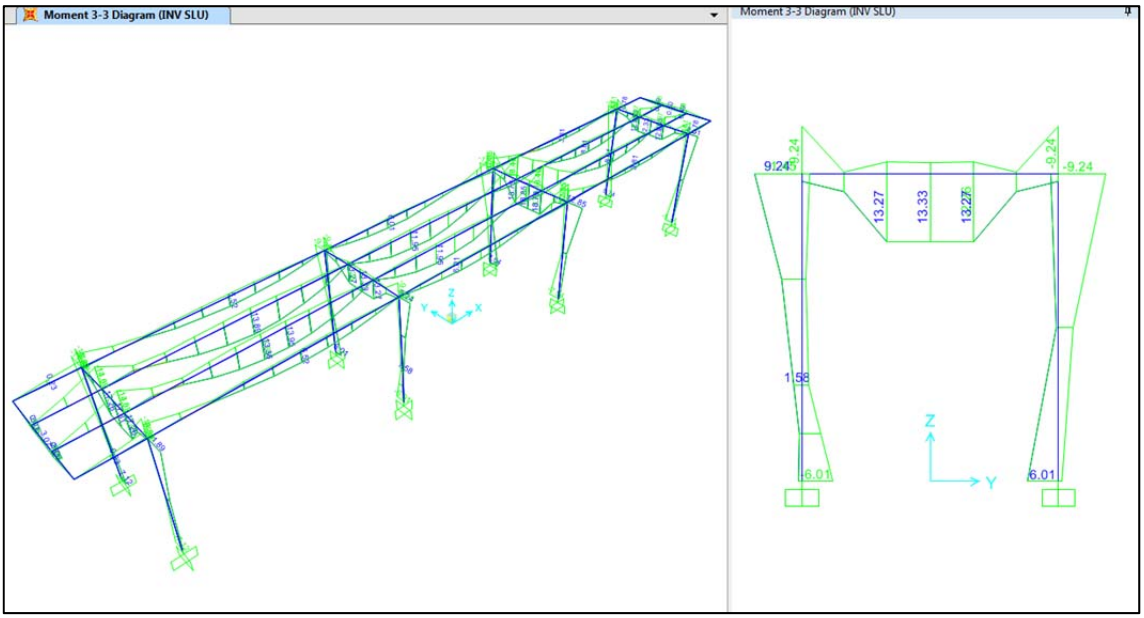


FIGURA 11.2 – DIAGRAMMA MOMENTO FLETTENTE M33 INVILUPPO SLU

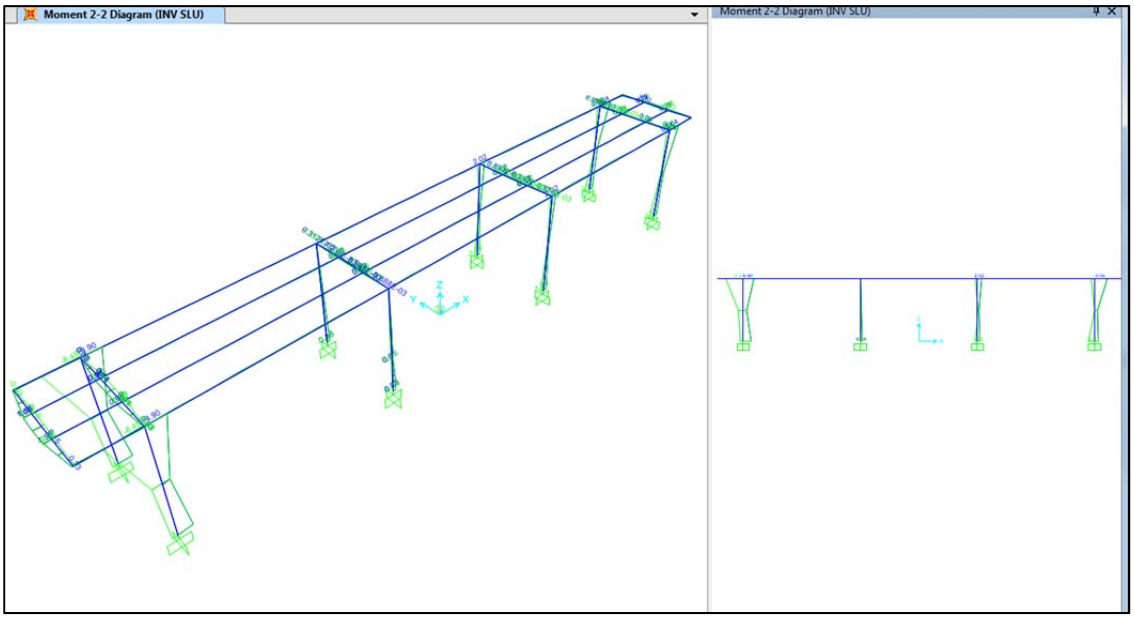


FIGURA 11.3 – DIAGRAMMA MOMENTO FLETTENTE M22 INVILUPPO SLU

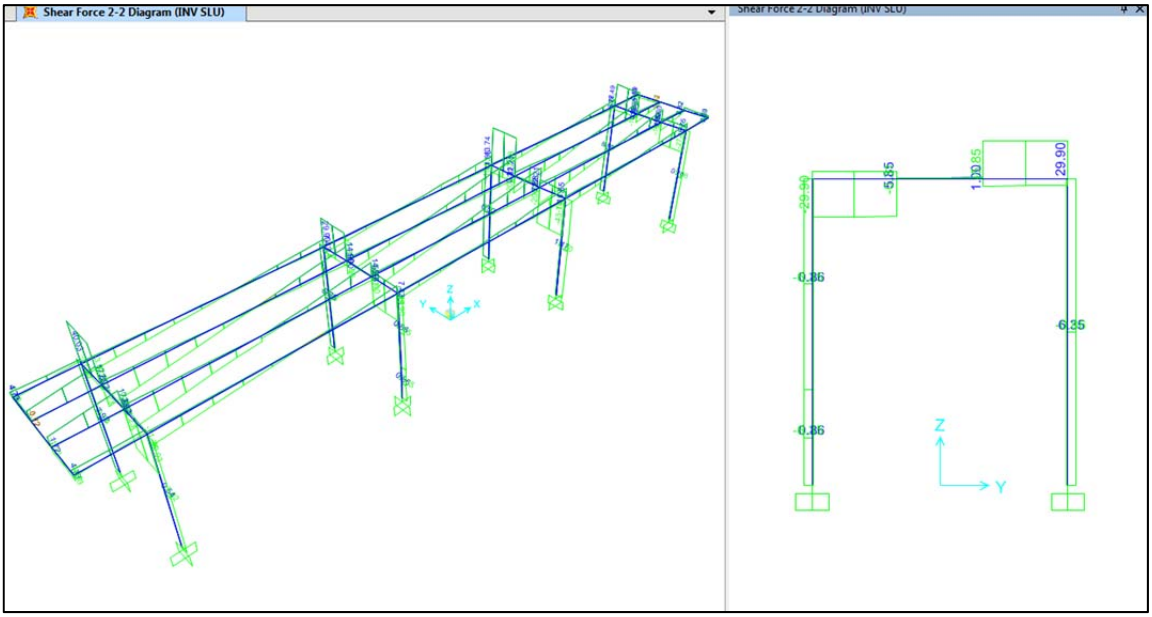


FIGURA 11.4 – DIAGRAMMA TAGLIO V22 INVILUPPO SLU

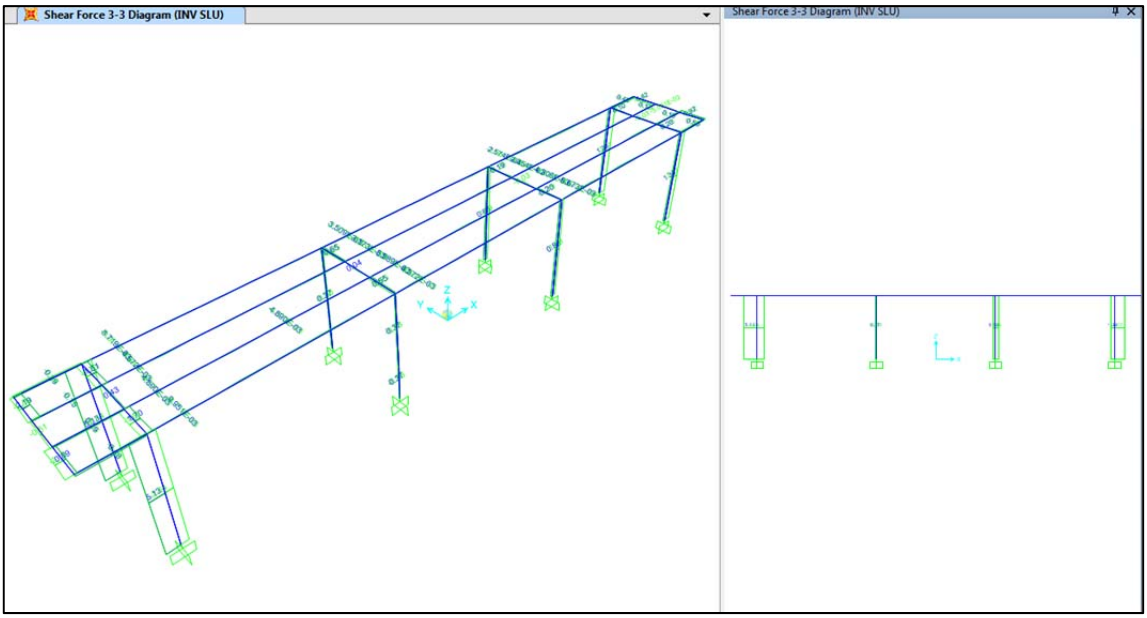


FIGURA 11.5 – DIAGRAMMA TAGLIO V33 INVILUPPO SLU

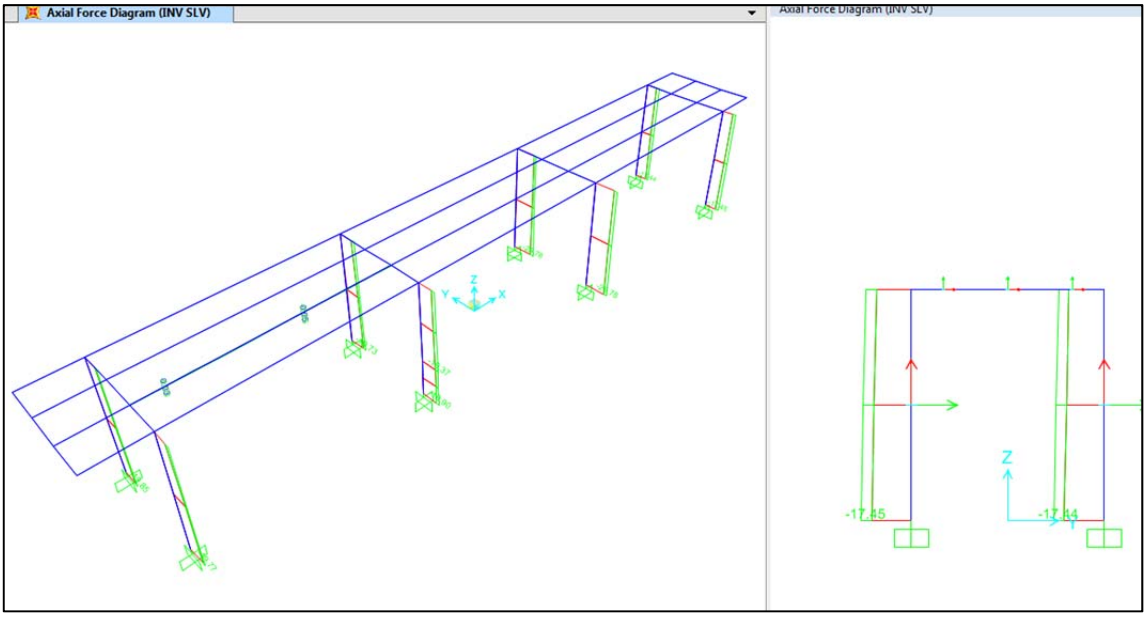


FIGURA 11.6 – DIAGRAMMA SFORZO ASSIALE N INVILUPPO SLV

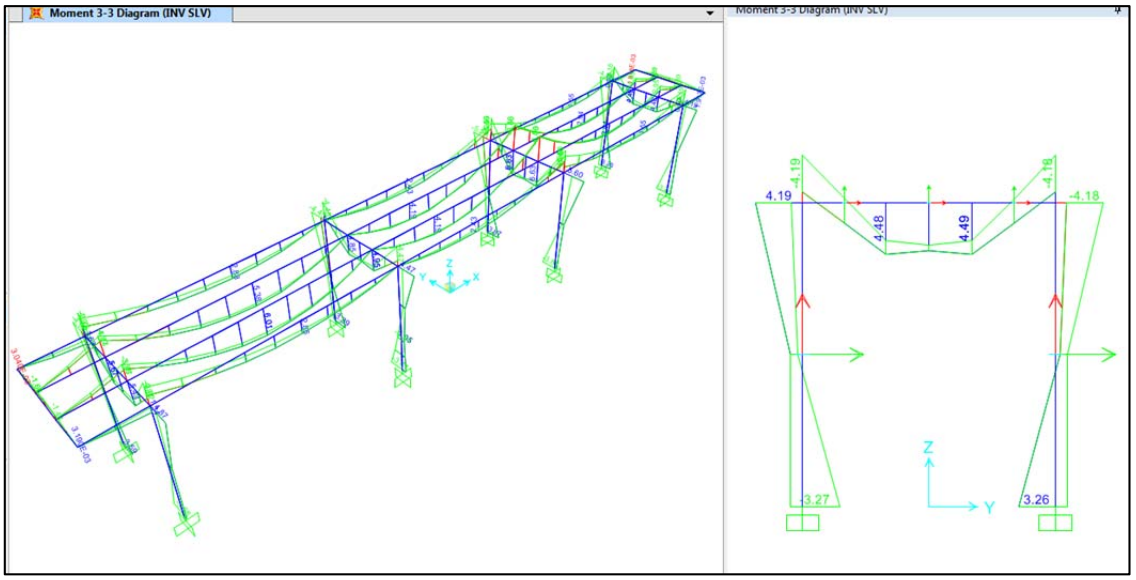


FIGURA 11.7 – DIAGRAMMA MOMENTO FLETTENTE M33 INVILUPPO SLV

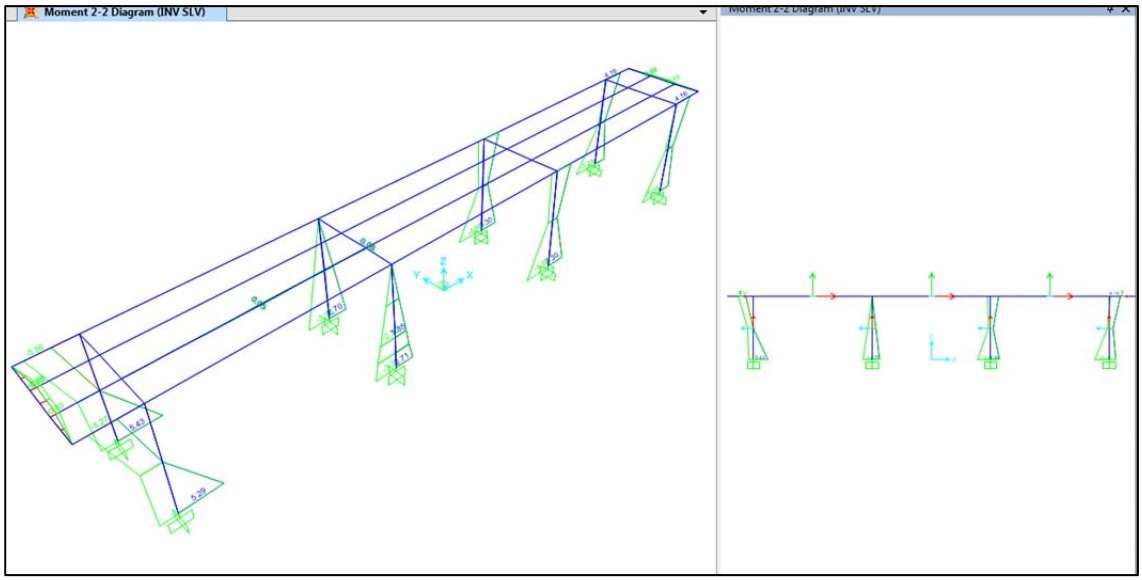


FIGURA 11.8 – DIAGRAMMA MOMENTO FLETTENTE M22 INVILUPPO SLV

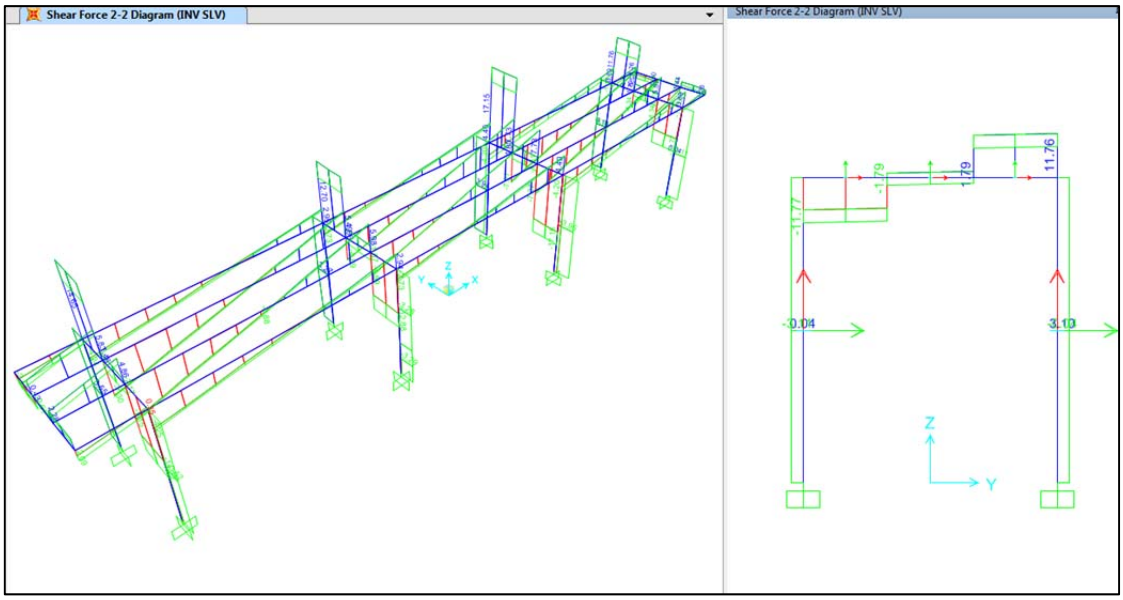


FIGURA 11.9 – DIAGRAMMA TAGLIO V22 INVILUPPO SLV

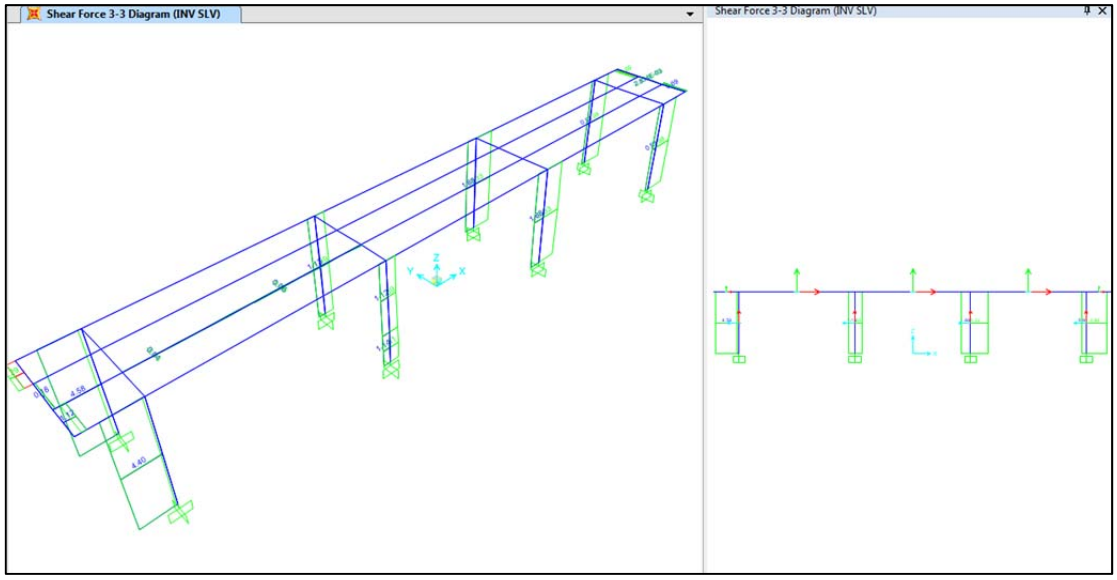


FIGURA 11.10 – DIAGRAMMA TAGLIO V33 INVILUPPO SLV

11.2. Risultati delle analisi

Di seguito si riportano le massime sollecitazioni sugli elementi strutturali e le reazioni alla base.

TABELLA 11.1 - SOLLECITAZIONI MASSIME NEI PILASTRI

Pilastri HEB220					
Combinazioni	P [kN]	V2 [kN]	V3 [kN]	M2 [kNm]	M3 [kNm]
SLU 1	-67.574	8.495	-1.293	-1.0807	7.5362
SLU 1	-65.388	-8.495	-1.293	2.0227	12.8526
ECC	17.708	135	-0.032	-0.0767	77
SLV X	-17.291	1.397	0.397	-5.557	-3.92

TABELLA 11.2 - SOLLECITAZIONI MASSIME NELLE TRAVI

Travi HEB220					
Combinazioni	P [kN]	V2 [kN]	V3 [kN]	M2 [kNm]	M3 [kNm]
SLU 1	-8.495	43.717	0.192	-0.0105	-12.8528
SLU 4	-4.982	43.136	-0.041	-0.026	18.7927
ECC	-0.594	0.088	-0.688	-0.2362	1.5971

TABELLA 11.3 - SOLLECITAZIONI MASSIME NEGLI ARCARECCI

Arcarecci IPE180					
Combinazioni	P [kN]	V2 [kN]	V3 [kN]	M2 [kNm]	M3 [kNm]
SLU 1	-0.979	-20.62	-0.001038	-0.0017	-18.4003
SLU 4	-0.373	0.509	0.00489	-0.0006	13.9497

TABELLA 11.4 - REAZIONI MASSIME ALLA BASE

Combinazioni	F1 [kN]	F2 [kN]	F3 [kN]	M1 [kNm]	M2 [kNm]
SLU 4	-1.279	4.977	67.596	-2.0701	-1.0587
SLU 1	5.135	-7.921	56.25	7.1241	3.8697
SLU 1	-1.293	-8.495	67.574	7.5362	-1.0807
SLU 1	-1.293	8.495	67.574	-7.5362	-1.0807
SLU 1	5.135	-7.921	56.25	7.1241	3.8697
ECC	-0.032	-135	-17.708	-77	-0.0767

11.3. Verifiche profili

Di seguito si riportano le verifiche dei profili eseguite mediante il verificatore del programma SAP2000.

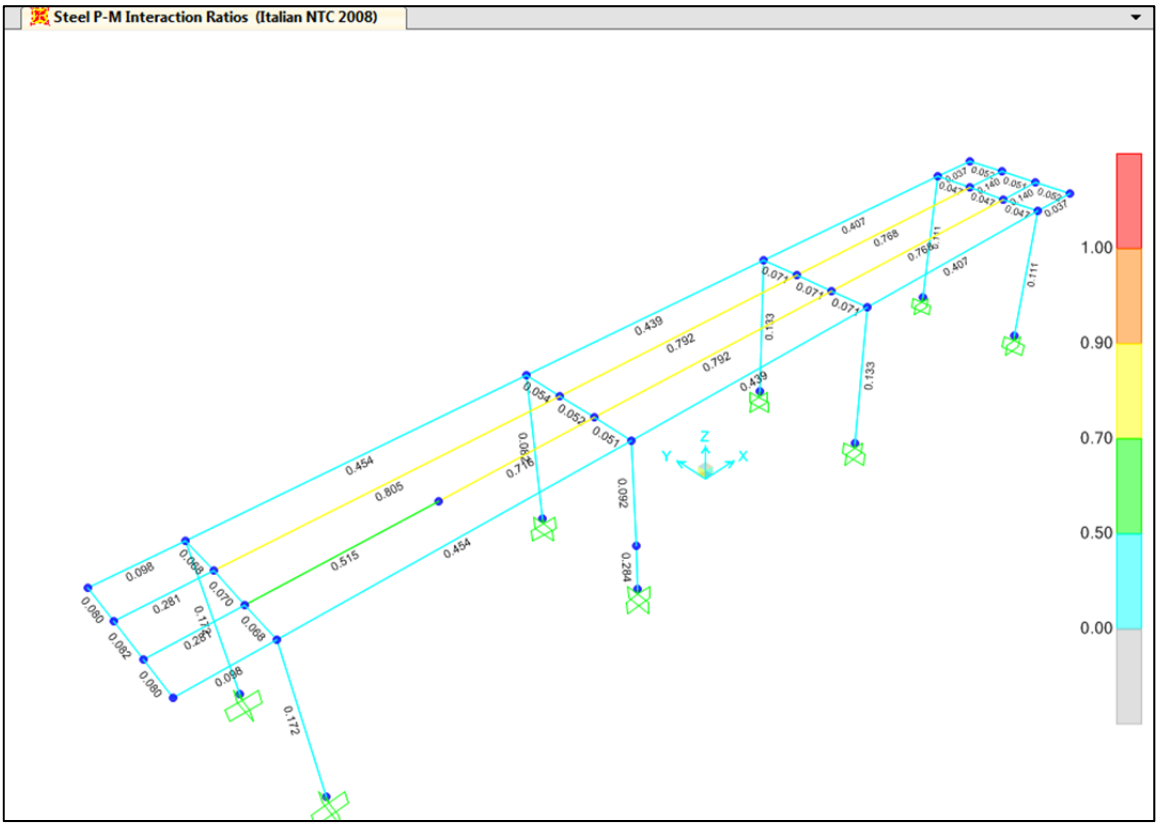


FIGURA 11.11 – VERIFICA DEGLI ELEMENTI AGLI SLU

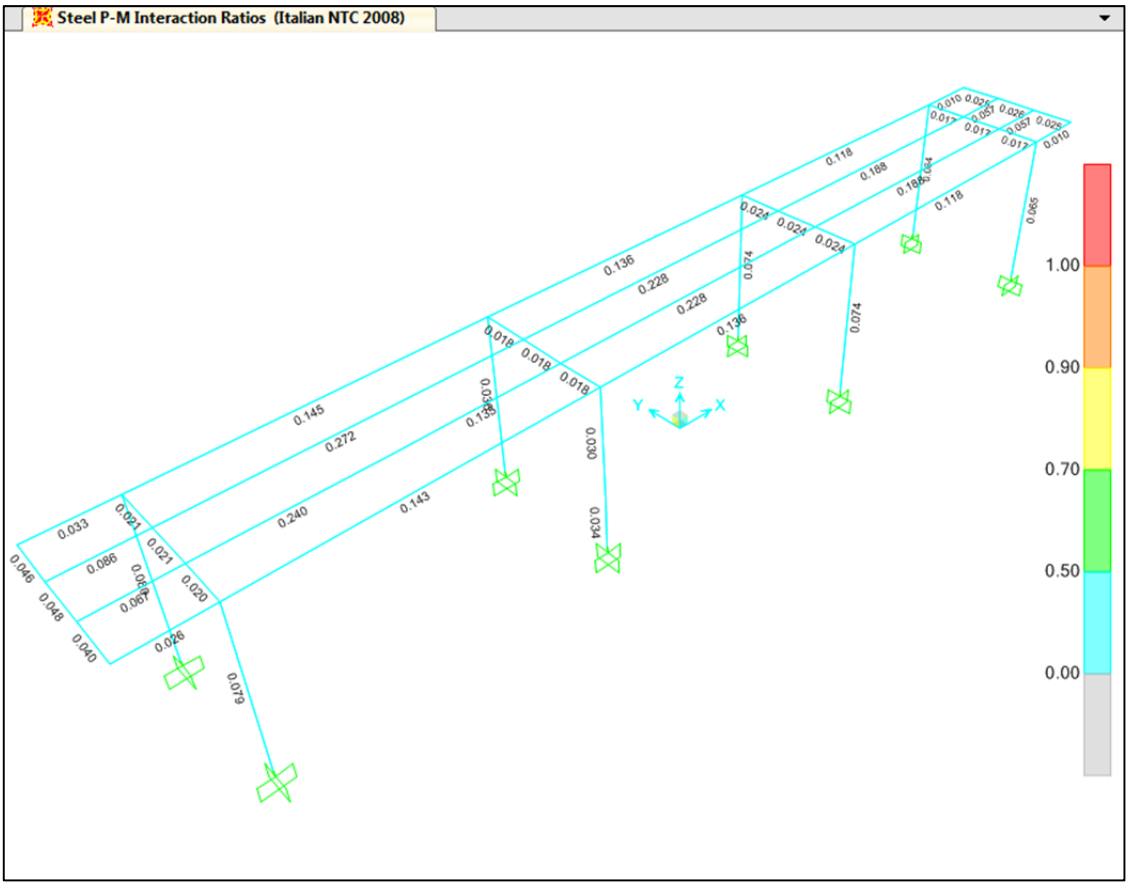
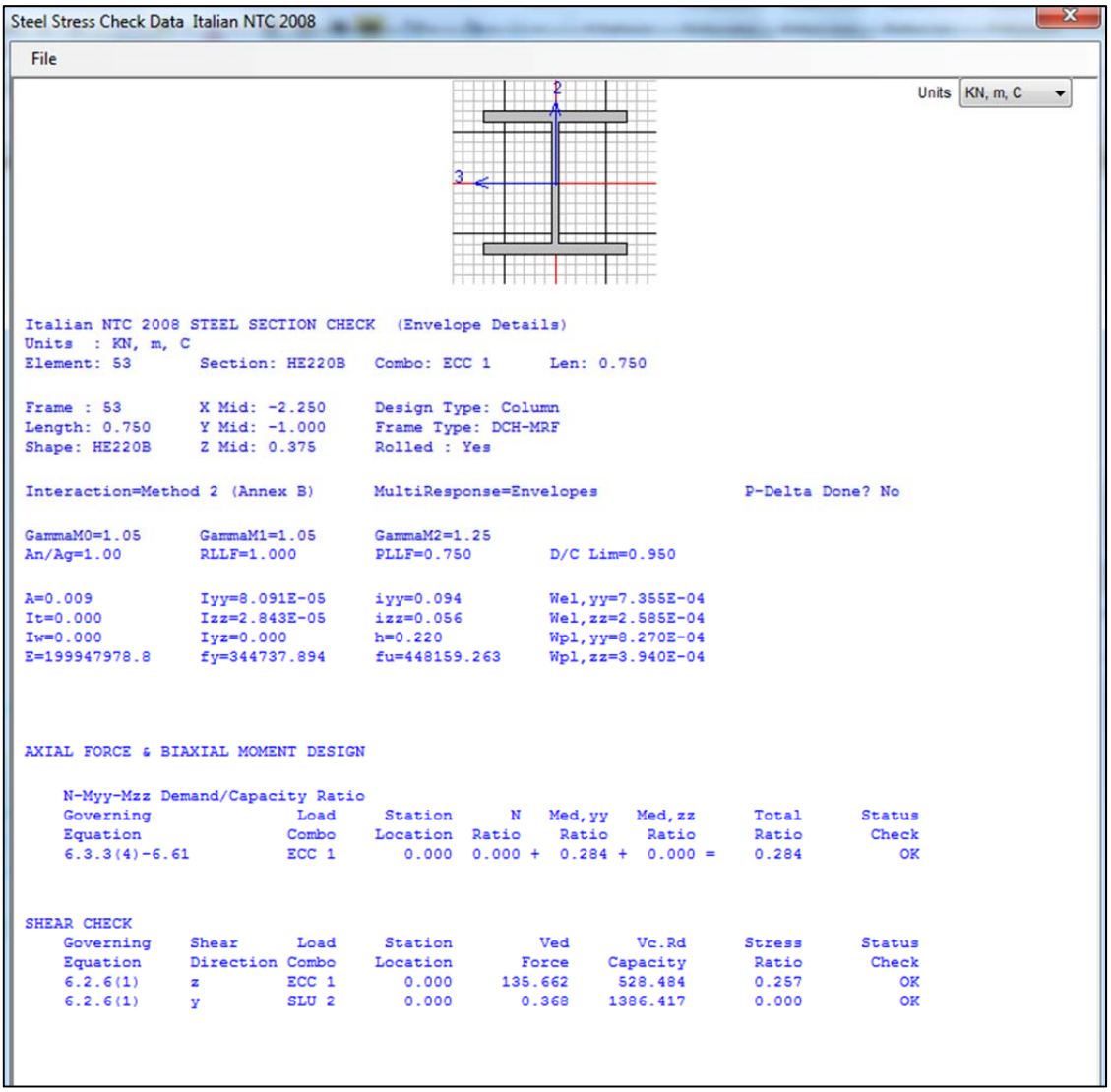


FIGURA 11.12 – VERIFICA DEGLI ELEMENTI AGLI SLV

11.3.1. Pilastri HEB220




```
Italian NTC 2008 STEEL SECTION CHECK  (Envelope Details)
Units  : KN, m, C
Element: 53       Section: HE220B   Combo: ECC 1      Len: 0.750

Frame : 53        X Mid: -2.250     Design Type: Column
Length: 0.750     Y Mid: -1.000     Frame Type: DCH-MRF
Shape: HE220B     Z Mid: 0.375      Rolled : Yes

Interaction=Method 2 (Annex B)      MultiResponse=Envelopes              P-Delta Done? No

GammaM0=1.05      GammaM1=1.05      GammaM2=1.25
An/Ag=1.00        RLLF=1.000        PLLF=0.750        D/C Lim=0.950

A=0.009           Iyy=8.091E-05     iyy=0.094         Wel,yy=7.355E-04
It=0.000          Izz=2.843E-05     izz=0.056         Wel,zz=2.585E-04
Iw=0.000          Iyz=0.000         h=0.220           Wpl,yy=8.270E-04
E=199947978.8     fy=344737.894     fu=448159.263     Wpl,zz=3.940E-04

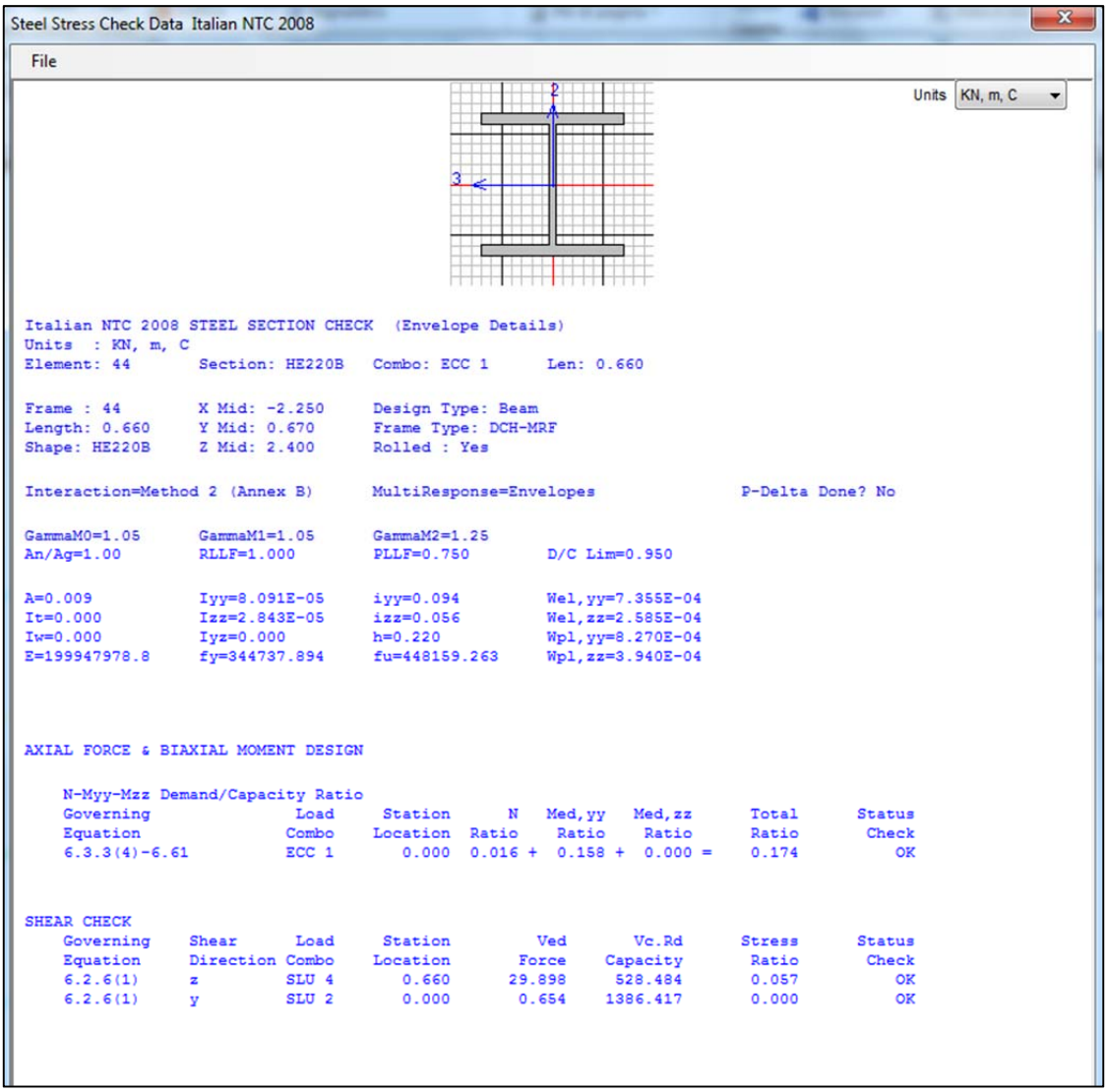


AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN

    N-Myy-Mzz Demand/Capacity Ratio
    Governing              Load     Station      N   Med,yy   Med,zz      Total      Status
    Equation              Combo    Location  Ratio    Ratio    Ratio      Ratio       Check
    6.3.3(4)-6.61         ECC 1       0.000  0.000 +  0.284 +  0.000 =    0.284          OK


SHEAR CHECK
    Governing    Shear      Load     Station        Ved       Vc.Rd      Stress      Status
    Equation     Direction  Combo    Location     Force    Capacity       Ratio       Check
    6.2.6(1)     z          ECC 1       0.000   135.662     528.484       0.257          OK
    6.2.6(1)     y          SLU 2       0.000     0.368    1386.417       0.000          OK
```

11.3.2. Travi HEB220




```
Italian NTC 2008 STEEL SECTION CHECK  (Envelope Details)
Units  : KN, m, C
Element: 44        Section: HE220B   Combo: ECC 1      Len: 0.660

Frame : 44         X Mid: -2.250     Design Type: Beam
Length: 0.660      Y Mid: 0.670      Frame Type: DCH-MRF
Shape: HE220B      Z Mid: 2.400      Rolled : Yes

Interaction=Method 2 (Annex B)       MultiResponse=Envelopes              P-Delta Done? No

GammaM0=1.05       GammaM1=1.05      GammaM2=1.25
An/Ag=1.00         RLLF=1.000        PLLF=0.750        D/C Lim=0.950

A=0.009            Iyy=8.091E-05     iyy=0.094         Wel,yy=7.355E-04
It=0.000           Izz=2.843E-05     izz=0.056         Wel,zz=2.585E-04
Iw=0.000           Iyz=0.000         h=0.220           Wpl,yy=8.270E-04
E=199947978.8      fy=344737.894     fu=448159.263     Wpl,zz=3.940E-04

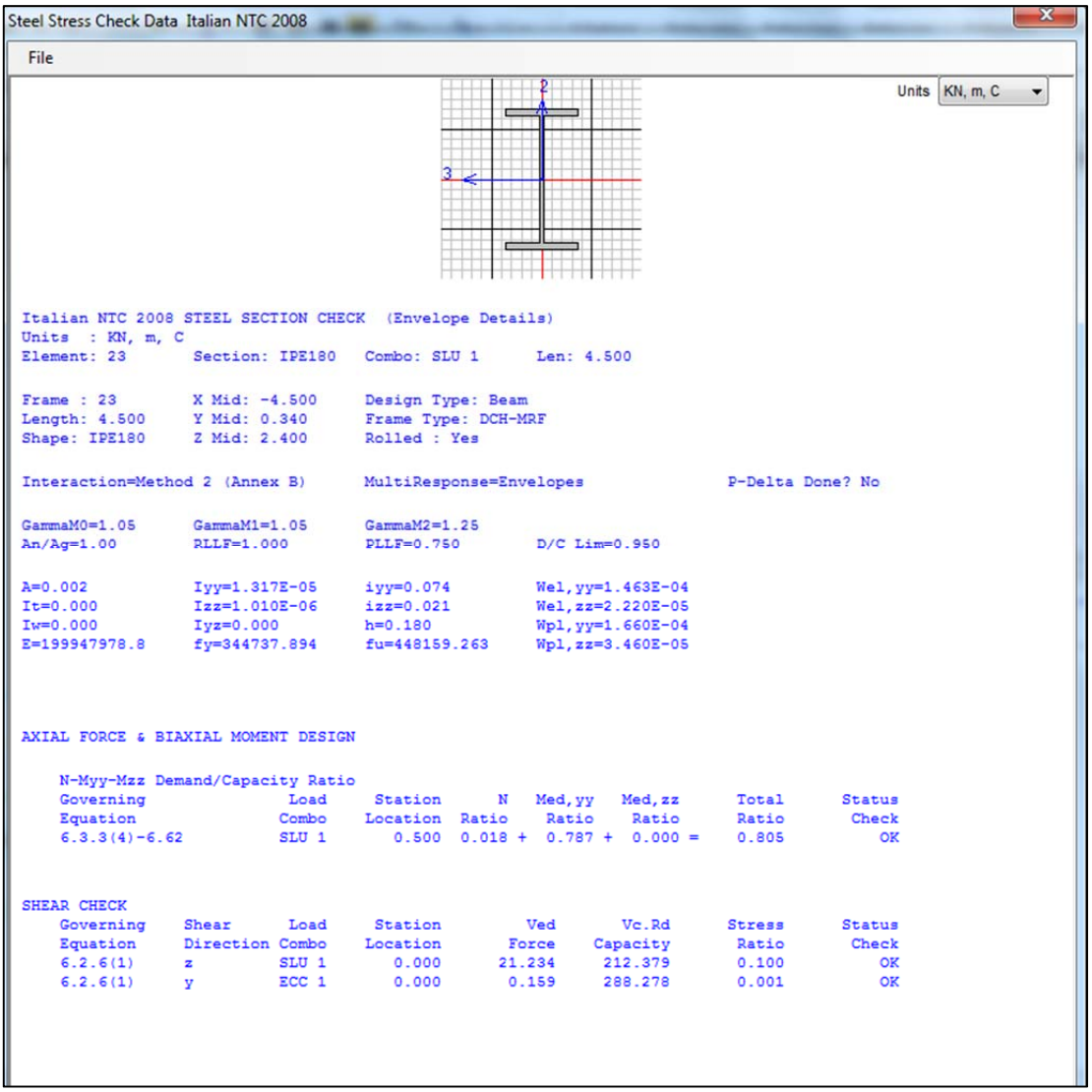


AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN

    N-Myy-Mzz Demand/Capacity Ratio
    Governing                Load     Station       N   Med,yy   Med,zz      Total      Status
    Equation                Combo    Location   Ratio    Ratio    Ratio      Ratio       Check
    6.3.3(4)-6.61           ECC 1       0.000  0.016 +  0.158 +  0.000 =    0.174          OK


SHEAR CHECK
    Governing    Shear      Load     Station         Ved       Vc.Rd      Stress      Status
    Equation     Direction  Combo    Location      Force    Capacity       Ratio       Check
    6.2.6(1)     z          SLU 4       0.660     29.898     528.484       0.057          OK
    6.2.6(1)     y          SLU 2       0.000      0.654    1386.417       0.000          OK
```

11.3.3. Arcarecci IPE180




```
Italian NTC 2008 STEEL SECTION CHECK  (Envelope Details)
Units  : KN, m, C
Element: 23       Section: IPE180   Combo: SLU 1      Len: 4.500

Frame : 23        X Mid: -4.500     Design Type: Beam
Length: 4.500     Y Mid: 0.340      Frame Type: DCH-MRF
Shape: IPE180     Z Mid: 2.400      Rolled : Yes

Interaction=Method 2 (Annex B)      MultiResponse=Envelopes              P-Delta Done? No

GammaM0=1.05      GammaM1=1.05      GammaM2=1.25
An/Ag=1.00        RLLF=1.000        PLLF=0.750        D/C Lim=0.950

A=0.002           Iyy=1.317E-05     iyy=0.074         Wel,yy=1.463E-04
It=0.000          Izz=1.010E-06     izz=0.021         Wel,zz=2.220E-05
Iw=0.000          Iyz=0.000         h=0.180           Wpl,yy=1.660E-04
E=199947978.8     fy=344737.894     fu=448159.263     Wpl,zz=3.460E-05

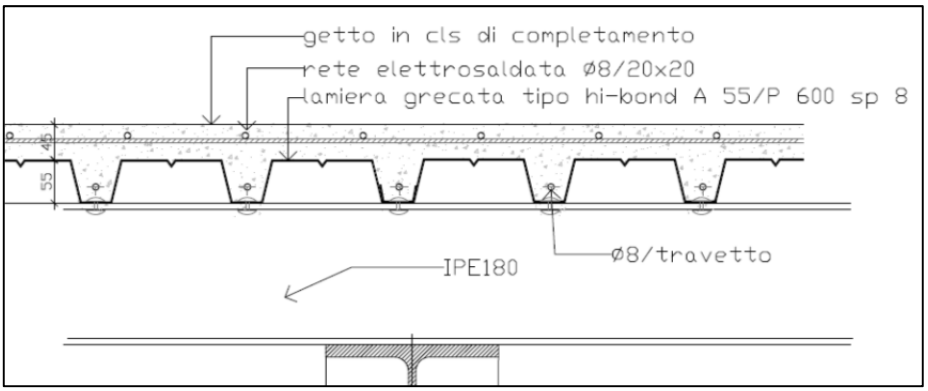


AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN

    N-Myy-Mzz Demand/Capacity Ratio
    Governing              Load     Station      N   Med,yy   Med,zz      Total      Status
    Equation              Combo    Location  Ratio    Ratio    Ratio      Ratio       Check
    6.3.3(4)-6.62         SLU 1       0.500  0.018 +  0.787 +  0.000 =    0.805          OK

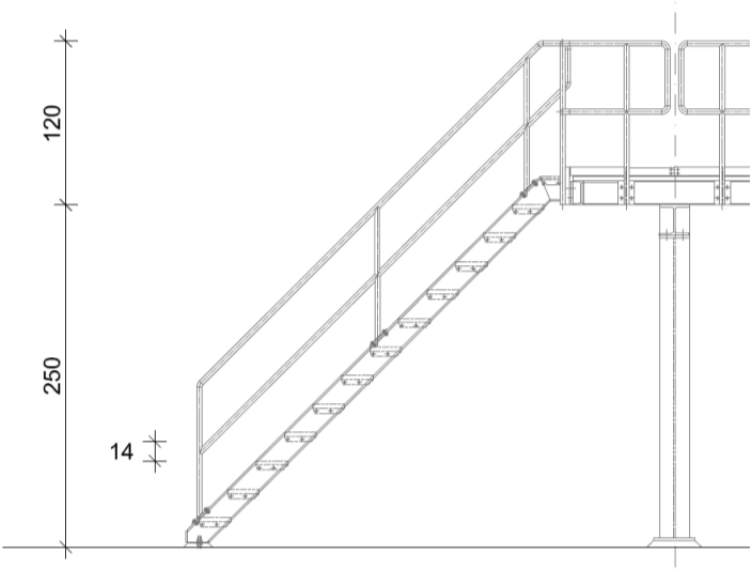

SHEAR CHECK
    Governing    Shear      Load     Station         Ved       Vc.Rd      Stress      Status
    Equation     Direction Combo    Location       Force    Capacity       Ratio       Check
    6.2.6(1)     z         SLU 1       0.000      21.234     212.379       0.100          OK
    6.2.6(1)     y         ECC 1       0.000       0.159     288.278       0.001          OK
```

11.4. Verifica orizzontamento



GEOMETRIA								
Lamiera	h_l [cm]	s [cm]	x_l [cm]	$b_{c,inf}$ [cm]	$b_{c,sup}$ [cm]	i [cm]		
A 55/P 600 sp 8	5.50	0.08	2.75	6.15	8.85	15.00		
	$W_{inf,teso}$ [cm^3]	$W_{inf,comp}$ [cm^3]	$W_{sup,comp}$ [cm^3]	$W_{sup,teso}$ [cm^3]	A_f [cm^2]	A_v [cm^2]	J [cm^4]	J_{rid} [cm^4]
	24.12	20.46	17.63	21.02	12.60	5.87	61.44	56.57
Soletta	H [cm]	h_c [cm]						
in c.a.	10	4.50						
	ϕ [mm]	int [cm]	A_s [cm^2]	ϕ' [mm]	int' [cm]	A'$_s$ [cm^2]		
	8	15.00	3.35	8	20	2.51		
Luci di calcolo	$l_{I\ fase}$ [cm]	$l_{II\ fase}$ [cm]	Verifiche	H>=8 cm: OK		l/H<32: OK		
	90	90	dimensionali	hc>=4 cm: OK				
MATERIALI								
R_{ck} [daN/cm^2]	E_c [daN/cm^2]	f_{cd} [daN/cm^2]	f_{ctd} [daN/cm^2]	Materiale lamiera	$f_{l,yk}$ [daN/cm^2]	$f_{l,yd}$ [daN/cm^2]	$f_{a,yd}$ [daN/cm^2]	E_s [daN/cm^2]
400	336428	151	14.5	S350GD	3500	3333	3913	2100000
2500								
ANALISI DEI CARICHI								
		[daN/m^2]						
Peso lamiera		11	Carico concentrato in prima fase [daN]			100		
Peso del getto in cls		181	Lato dell'area caricata [cm]			10		
Carichi variabili in fase di costruzione		200	Carico concentrato in esercizio per punzonamento			400		
Carico permanente di esercizio		180	Lato dell'area caricata [cm]			10		
Carico variabile di esercizio primario		400	γ_g	γ_p	γ_q	ψ_0		
Carico variabile di esercizio secondario		100	1.3	1.5	1.5	0.7		
I FASE - GETTO DEL CALCESTRUZZO								
M_{Sd} [daNm]	V_{Sd} [daN]	$\sigma_{sd,inf}$ [daN/cm^2]	$\sigma_{sd,sup}$ [daN/cm^2]	τ_{sd} [daN/cm^2]	f_{max} [cm]			
296	1313	**1225**	**-1676**	**224**	**0.01**			
		OK	**OK**	**OK**	**OK**			
388	1723	**1607**	**-2199**	**294**	**0.01**			
		OK	**OK**	**OK**	**OK**			
II FASE - IN CONDIZIONI DI ESERCIZIO			M_{Sd} [daNm]	V_{Sd} [daN]	$N_{Sd,punz}$ [daN]			
			124	551	600			
1) Verifiche agli SLU (verifica alle tensioni)								
Sezione composta	n	x [cm]	J [cm^4]	W_c [cm^3]	$W_{s,inf}$ [cm^3]	$W_{s,sup}$ [cm^3]	$W_{s,arm}$ [cm^3]	
parzializzata	10	3.62	502	1388	78.7	571	85	
	σ_{cd} [daN/cm^2]	$\sigma_{sd,inf}$ [daN/cm^2]	$\sigma_{sd,sup}$ [daN/cm^2]	$\sigma_{sd,arm}$ [daN/cm^2]	NOTE			
	7	**245**	**181**	**116**				
	OK	**OK**	**OK**	OK				
2) Verifiche agli SLU (verifica delle azioni resistenti)								
R_c [daN]	R_s [daN]	x [cm]	d [cm]	NOTE				
67728	55115	3.66	7.25					
$M_{Rd,pl}$ [daNm]	b_{med} [cm]	ρ	k	$V_{Rd,cls}$ [daN]	u [cm]	$N_{Rd,punz}$ [daN]		
2987	7.5	0.0200	2	**3523**	79.3	**3467**		
OK				**OK**		**OK**		
3) Verifiche agli SLE								
Sezione composta	n	x [cm]	J [cm^4]	NOTE				
parzializzata	15	4.14	438					
Sezione composta	x_c [cm]	J_c [cm^4]	A_c [cm^2]	x [cm]	J [cm^4]			
interamente reagente	4.08	5435	725	4.99	597			
J_{medio} [cm^4]	f_{max} [cm]	A'$_s$ [cm^2]	V_{conn} [daN]	$V_{amm,conn}$ [daN]				
517	**0.005**	**0.9**	379	**1130**				
	OK	**OK**		**OK**				

11.5. Verifica scala



La scala è una struttura in semplice appoggio costituita da due cosciali UPN180 uniti da scalini di lunghezza pari a 1 m formati da piatti di spessore 30 mm.
I carichi agenti risultano:
G1 (pesi propri) = 0.4 kN/m
Q = 4 kN/m^2 * 0.5 = 2 kN/m
Le sollecitazioni di calcolo agli stati limite ultimi risultano:
M = 8 kNm
V = 7 kN
Verifica a taglio:

$$V_{Rd} = A_V \frac{f_{yK}/\sqrt{3}}{\gamma_{M0}} = 14.4 \cdot \frac{35.5/\sqrt{3}}{1.05} = 281kN > V_{Sd}$$

Essendo $V_{Sd} < 1/2 \cdot V_{Rd}$, non c'é interazione tra azione flettente e tagliante; pertanto le verifiche possono essere eseguite considerando il caso di flessione semplice:

$$M_{Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_{yK}}{\gamma_{M0}} = \frac{150 \cdot 10^{-3} \cdot 355 \cdot 10^{3}}{1.05} = 50.7kNm > M_{Sd}$$

11.6. Verifica parapetto

Il parapetto è costituito da montanti e traversi costituiti da tubi tondi 42.4x3.2 mm

$J_{xx} = 7.62\ cm^4$

$W_{xx} = 3.59\ cm^3$

$A = 3.94\ cm^2$

Verifiche agli SLU

Le sollecitazioni di calcolo agli SLU sono:

$M_{sd} = 1.1$ kNm

$V_{sd} = 1$ kN

Verifica a taglio:

$$V_{Rd} = A_V \frac{f_{yK}/\sqrt{3}}{\gamma_{M0}} = 250\frac{355/\sqrt{3}}{1.05} = 48kN > V_{Sd}$$

Essendo $V_{Sd} < 1/2 \cdot V_{Rd}$, non c'è interazione tra azione flettente e tagliante; pertanto le verifiche possono essere eseguite considerando il caso di flessione semplice:

$$M_{Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_{yK}}{\gamma_{M0}} = \frac{3590 \cdot 355}{1.05}/1000 = 1.21kNm > M_{Sd}$$

Verifiche agli SLE

Le verifiche agli stati limite di esercizio sono condotte confrontando gli spostamenti massimi ottenuti nelle combinazioni di carico con quelli limite imposti dalle normative (CNR 10027 e Circolare 44).

Lo spostamento di calcolo elastico vale:

$f = 1/3*Pl^3/EJ = 2.77$ cm $= 27$ mm

La verifica risulta:

f_{max} (SLE1) $= 27 < 35$ mm

11.7. Verifica fondazioni

Le fondazioni sono del tipo a plinto superficiale ed hanno dimensione in pianta paria a 1.2 m x 1.2 m e altezza 0.8 m.

Per la loro forma sono fondazioni tozze.

Di seguito si riportano le pressioni massime in fondazione dovute alle combinazioni SLU-A1, ECC e SLU-A2.

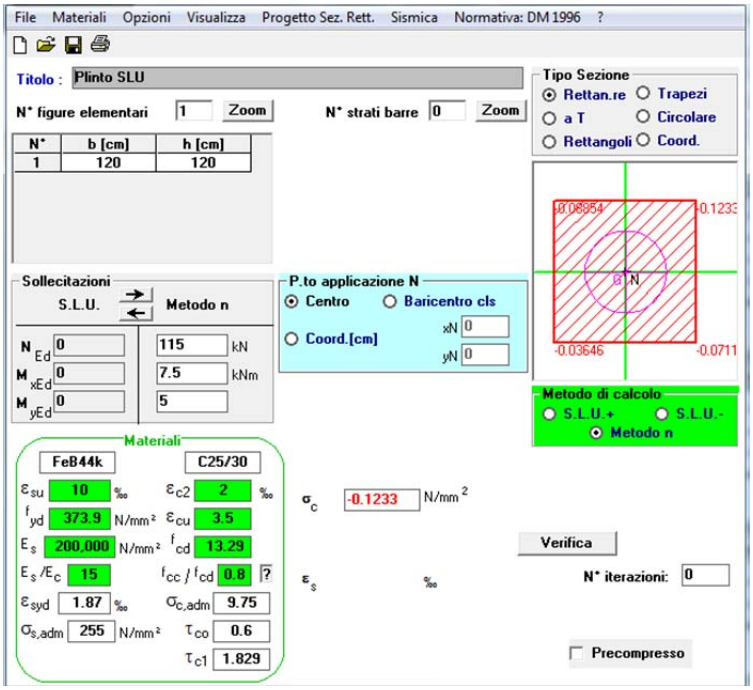


FIGURA 11.13 – PRESSIONI IN FONDAZIONE AGLI SLU

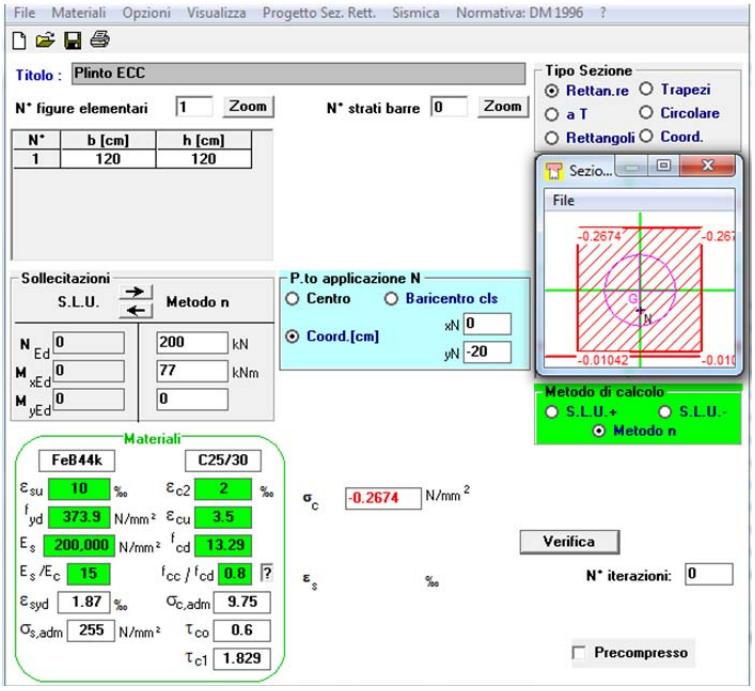


FIGURA 11.14 – PRESSIONI IN FONDAZIONE AGLI ECC

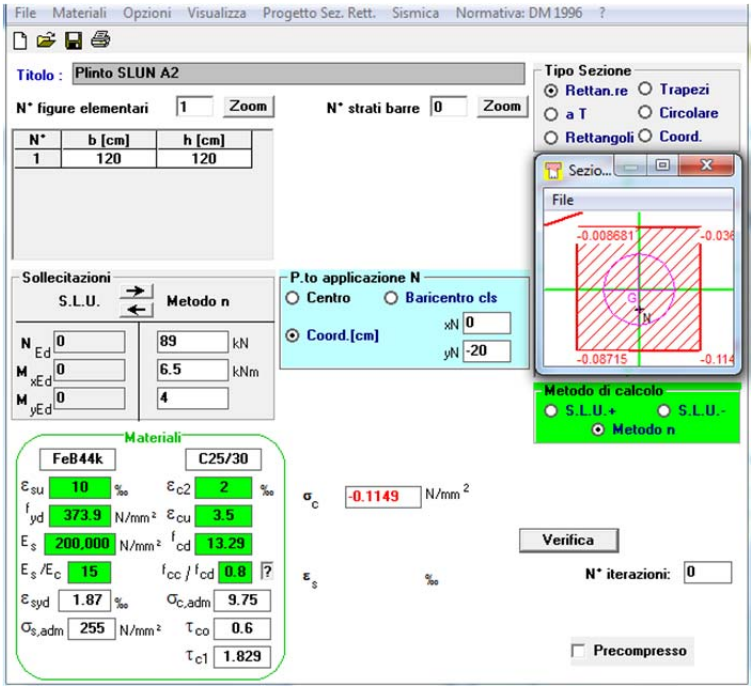


FIGURA 11.15 – PRESSIONI IN FONDAZIONE AGLI SLU-A2

11.7.1. Verifiche strutturali (STR)

Il plinto risulta armato con ϕ14/20 al lembo inferiore e superiore.

Si riporta qui di seguito la verifica dei plinti più significativi.

Le sollecitazioni di calcolo risultano:
V_{sd} = p*b = 260 * 1.2 = 312 kN/m
H_{sd} = 135/1.2 = 112 kN/m

La resistenza a trazione delle armature vale:

$$P_{Rd} = \frac{\left(As \cdot f_{yd} - H\right)}{\lambda} = 494kN/m > V_{Sd}$$

Dove:
A_s = 6ϕ14 = 924 mm^2
λ = l/0.9d = cotψ = cot(54) = 0.73

11.7.2. Capacità portante (GEO)

Il valore di calcolo per la verifica agli stati limite ultimi (SLU A1) risulta:
p = 1.2 kg/cm^2.

Il valore di calcolo per la verifica agli stati limite ultimi (SLU A2) risulta:
p = 1.1 kg/cm^2.

Il valore di calcolo per la verifica agli stati limite ultimi (ECC) risulta:
p = 2.6 kg/cm^2.

Calcolo della capacità portante proposta da B. Hansen per lo stato limite ultimo in condizioni eccezionali (SLU-A1).

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE
J. Brinch Hansen (1970)

Dati sulla fondazione			
Angolo d'inclinazione del piano di campagna	β	0	°
Angolo d'inclinazione del piano fondazione	α	0	°
Rapporto componente orizzontale e verticale dei carichi	H/N	0.07	
Angolo che la risultante dei carichi forma con la verticale	δ	4.22	°

Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione			
Coesione	c	0.00	t/m^2
Angolo di attrito interno	φ	38	°
Peso di volume del terreno sottostante	γ	1.80	t/m^3
Peso di volume del terreno laterale	γ_{sup}	1.60	t/m^3

Comportamento del terreno di tipo rigido plastico
Criterio di rottura di Coulomb - Rottura di tipo generale - Qamm = Qlim / Fs

$$Q_{lim} = 0{,}5*\gamma*(B-2e_t)*N_\gamma*s_y*d_y*i_y*b_y*g_y+c*N_c*s_c*d_c*i_c*b_c*g_c+\gamma_{sup}*D*N_q*s_q*d_q*i_q*b_q*g_q$$

$N\gamma=1,5*(Nq-1)*\tan\varphi$ = **56.1742** $Nq=e^{\pi*\tan\varphi}*\tan^2(45+\varphi/2)$ = **48.9332** $Nc=(Nq-1)*\cot\varphi$ = **61.3517**

Geometria della fondazione				Eccentricità		Fattori di Forma della fondazione			Fattori di Profondità del p.f.			Fattori di Inclinazione del carico			Fattori di Inclinazione del p.f.			Fattori di Inclinazione del p.c.			Capacità portante della fondazione
Larg.	Lung.	Prof.		Trasv.	Long.																
B	L	D	B'	et	el	s_γ	s_q	s_c	d_γ	d_q	d_c	i_γ	i_q	i_c	b_γ	b_q	b_c	g_γ	g_q	g_c	Q_{lim}
m	m	m	m	m	m																t/m^2
1.20	1.20	1.10	0.80	0.200	0.200	0.733	1.521	1.532	1.000	1.212	1.367	0.79	0.908	0.908	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	164.99378

Al valore ottenuto va applicato il coefficiente parziale $\gamma_R = 2.3$
Si ottiene quindi il valore $q_{Rd} = 6.95$ kg/cm^2 > p =1.2 kg/cm^2.

Calcolo della capacità portante proposta da B. Hansen per lo stato limite ultimo in condizioni eccezionali (SLU-A2).

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE
J. Brinch Hansen (1970)

Dati sulla fondazione			
Angolo d'inclinazione del piano di campagna	β	0	°
Angolo d'inclinazione del piano fondazione	α	0	°
Rapporto componente orizzontale e verticale dei carichi	H/N	0.07	
Angolo che la risultante dei carichi forma con la verticale	δ	4.22	°

Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione			
Coesione	c	0.00	t/m^2
Angolo di attrito interno	φ	32	°
Peso di volume del terreno sottostante	γ	1.80	t/m^3
Peso di volume del terreno laterale	γ_{sup}	1.60	t/m^3

Comportamento del terreno di tipo rigido plastico
Criterio di rottura di Coulomb - Rottura di tipo generale - Qamm = Qlim / Fs

$$Q_{lim} = 0{,}5*\gamma*(B-2e_t)*N_\gamma*s_y*d_y*i_y*b_y*g_y+c*N_c*s_c*d_c*i_c*b_c*g_c+\gamma_{sup}*D*N_q*s_q*d_q*i_q*b_q*g_q$$

$N\gamma=1,5*(Nq-1)*\tan\varphi$ = **20.7864** $Nq=e^{\pi*\tan\varphi}*\tan^2(45+\varphi/2)$ = **23.1767** $Nc=(Nq-1)*\cot\varphi$ = **35.4902**

Geometria della fondazione				Eccentricità		Fattori di Forma della fondazione			Fattori di Profondità del p.f.			Fattori di Inclinazione del carico			Fattori di Inclinazione del p.f.			Fattori di Inclinazione del p.c.			Capacità portante della fondazione
Larg.	Lung.	Prof.		Trasv.	Long.																
B	L	D	B'	et	el	s_γ	s_q	s_c	d_γ	d_q	d_c	i_γ	i_q	i_c	b_γ	b_q	b_c	g_γ	g_q	g_c	Q_{lim}
m	m	m	m	m	m																t/m^2
1.20	1.20	1.10	0.80	0.200	0.200	0.733	1.417	1.435	1.000	1.253	1.367	0.754	0.908	0.908	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	73.1326005

Al valore ottenuto va applicato il coefficiente parziale $\gamma_R = 1.8$
Si ottiene quindi il valore $q_{Rd} = 4.05$ kg/cm^2 > p =1.1 kg/cm^2.

Calcolo della capacità portante proposta da B. Hansen per lo stato limite ultimo in condizioni eccezionali (ECC).

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE
J. Brinch Hansen (1970)

Dati sulla fondazione			
Angolo d'inclinazione del piano di campagna	β	0	°
Angolo d'inclinazione del piano fondazione	α	0	°
Rapporto componente orizzontale e verticale dei carichi	H/N	0.65	
Angolo che la risultante dei carichi forma con la verticale	δ	32	°

Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione			
Coesione	c	0.00	t/m^2
Angolo di attrito interno	φ	38	°
Peso di volume del terreno sottostante	γ	1.80	t/m^3
Peso di volume del terreno laterale	γ_{sup}	1.60	t/m^3

Comportamento del terreno di tipo rigido plastico
Criterio di rottura di Coulomb - Rottura di tipo generale - Qamm = Qlim / Fs

$$Q_{lim} = 0{,}5*\gamma*(B-2e_t)*N_\gamma*s_\gamma*d_\gamma*i_\gamma*b_\gamma*g_\gamma+c*N_c*s_c*d_c*i_c*b_c*g_c+\gamma_{sup}*D*N_q*s_q*d_q*i_q*b_q*g_q$$

$N\gamma=1,5*(Nq-1)*\tan\varphi$ = **56.1742** $Nq=e^{\pi*\tan\varphi}*\tan^2(45+\varphi/2)$ = **48.9332** $Nc=(Nq-1)*\cot\varphi$ = **61.3517**

Geometria della fondazione				Eccentricità		Fattori di Forma della fondazione			Fattori di Profondità del p.f.			Fattori di Inclinazione del carico			Fattori di Inclinazione del p.f.			Fattori di Inclinazione del p.c.			apacità portant ella fondazion
Larg.	Lung.	Prof.		Trasv.	Long.																
B	L	D	B'	et	el	s_γ	s_q	s_c	d_γ	d_q	d_c	i_γ	i_q	i_c	b_γ	b_q	b_c	g_γ	g_q	g_c	Ql_{im}
m	m	m	m	m	m																t/m^2
1.20	1.20	1.10	0.80	0.200	0.200	0.733	1.521	1.532	1.000	1.212	1.367	0.025	0.415	0.415	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	66.5637916

Al valore ottenuto va applicato il coefficiente parziale $\gamma_R = 1.0$

Si ottiene quindi il valore $q_{Rd} = 6.05$ kg/cm^2 > p =2.6 kg/cm^2.

12. VERIFICHE DEI NODI

12.1. Piastra di base profili HEB220

Verifica Tirafondi

M = 77 kNm

N (trazione) = 18 kN

V = 135 kN

M = 12.85 kN

V = 8.50 kN

N di compressione, a favore di sicurezza, si trascura (-65 kN)

Si considerano 8 tirafondi M20 (Ares= 245 mm^2) in acciaio S355 J0 di lunghezza circa pari a 0.70 m.
La tensione massima nei tirafondi dovuta a M e V, vale circa 281 MPa, minore della tensione resistente (3550/1.05 = 338 MPa).

La verifica di aderenza del tirafondo risulta:
$N_{rd} = f_{a,d} / (1+\phi/a)^2 * \pi * \phi * (L+6.4*r+3.5*L_1)$
$N_{rd} = 1.27/(1+20/440)^2 * \pi * 20 * (700+6.4*70+3.5*100) = 110$ kN > 88 kN

Verifica punzonamento piastra di base

Spessore t_p = 25 mm
$B_{p,Rd} = 0.6*\pi*d_m*t_p*f_{tk}/1.25 = 384.17$ kN (dm assunto, a favore di sicurezza, pari al diametro del tirafondo)
$N_{Ed} = 88.72$ kN < $B_{p,Rd}$ verifica soddisfatta

Verifica piastra di base 420x420x25

Piastra di spessore 25 mm in acciaio S355J0 (tensione resistente pari a 355/1.05 = 338 MPa).
M_{sd} = pl^2/2 = 7.4 MPa * 320 mm * 100^2/2 = 11.8 kNm

$M_{Rd} = W * f_{y,d} = 420*25\text{^}2/6*338 = 14.8$ kNm verifica soddisfatta

12.2. Verifiche saldature telaio

L'altezza di gola risulta:
$a = 0.7 * s = 0.7 * 16 = 11$ mm
$A_a = 220*11 = 2420$ mm^2
Sollecitazioni agli SLU in sommità pilastro:
$M_3 = 14.32$ kNm
$V_2 = 9.3$ kN
$M_2 = 10$ kNm
$V_3 = 6$ kN

$\sigma_\perp = M_3/b / A_a = 14.32e6/220/2420 = 26$ N/mm^2
$\sigma_\perp = M_2/b / A_a = 10e6/220/2420 = 19$ N/mm^2
$\tau_\perp = V_3*\sqrt{3} / A_a = 9.3e3*\sqrt{3}/2420 = 6.7$ N/mm^2
$\tau_{//} = V_2*\sqrt{3} / A_a = 6e3*\sqrt{3}/2420 = 4.3$ N/mm^2

$$\sigma = \sqrt{\sigma_\perp^2 + 3 \cdot (\tau_\parallel^2 + \tau_\perp^2} = 47 \text{ N/mm}^2 < f_{tk} / (\beta*\gamma_{M2}) = 453 \text{ N/mm}^2$$

Sollecitazioni agli ECC in base pilastro:
$M_3 = 77.0$ kNm
$V_2 = 135.3$ kN

$\sigma_\perp = M_3/b / A_a = 77e6/220/2420 = 145$ N/mm^2
$\tau_\perp = V_2*\sqrt{3} / A_a = 135e3*\sqrt{3}/2420 = 97$ N/mm^2

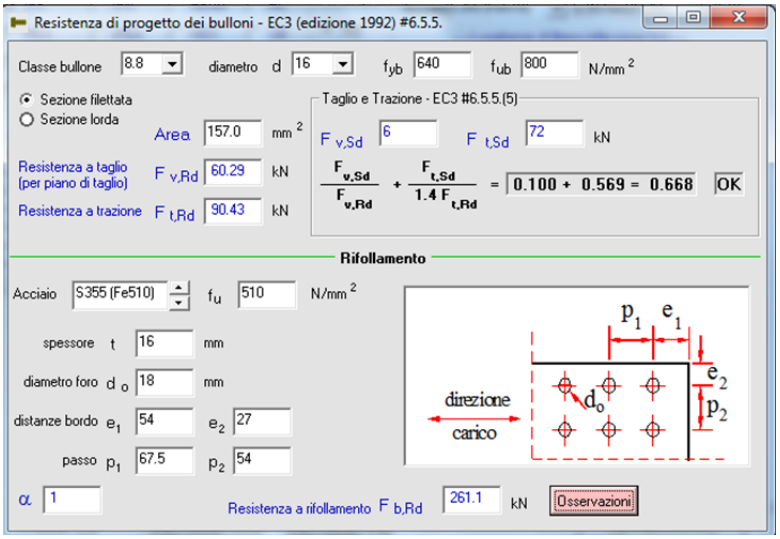
$$\sigma = \sqrt{\sigma_\perp^2 + 3 \cdot (\tau_\parallel^2 + \tau_\perp^2} = 222 \text{ N/mm}^2 < f_{tk} / (\beta*\gamma_{M2}) = 453 \text{ N/mm}^2$$

In alternativa il pilastro e la trave possono essere collegati mediante giunto a bulloni.

Il collegamento della trave al pilastro sottostante viene effettuato mediante bulloni M16 soggetti alle seguenti azioni:

$F_v = 6$ kN
$F_t = 72$ kN

Verifica bulloni e verifica piastra a rifollamento (spessore 16 mm):



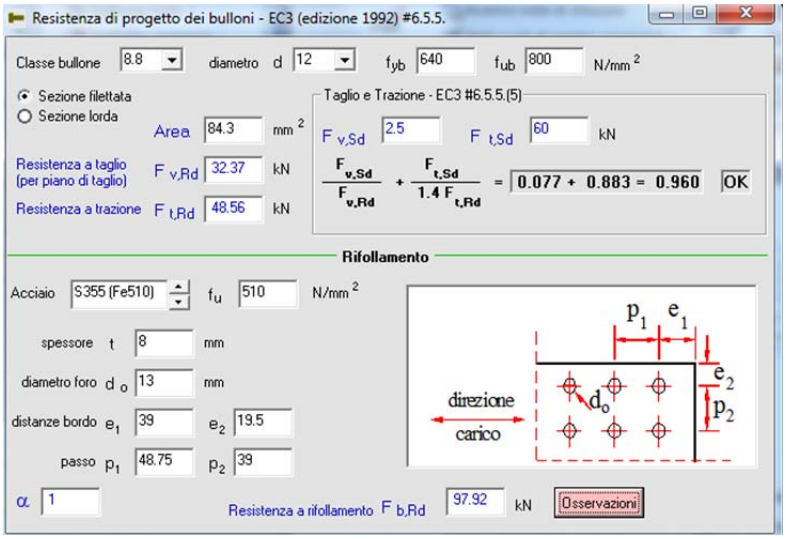
12.3. Verifica nodi arcarecci

Gli arcarecci sono in semplice appoggio sulla trave; essi sono collegati alla trave sottostante mediante bulloni M12 soggetti alle seguenti azioni:

F_v = 5 kN (2.5 per bullone)

F_t = M/b = 18/0.15 = 120 kN (60 per bullone)

Verifica bulloni e verifica piastra a rifollamento (spessore 8 mm):

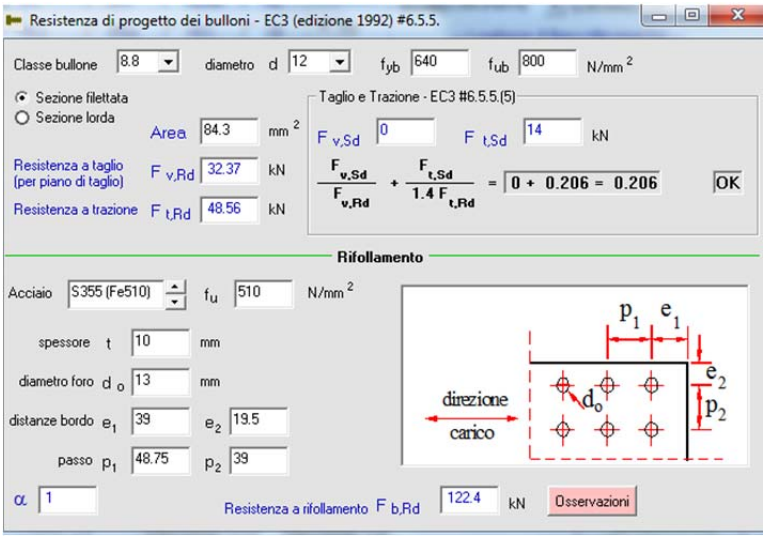


12.4. Verifica nodi parapetto

I parapetti sono collegati alla trave sottostante mediante bulloni M12 soggetti alle seguenti azioni:

$F_t = M/b = 1.1/0.08 = 14$ kN (7 per bullone)

Verifica bulloni e verifica piastra a rifollamento (spessore 10 mm):



13. VERIFICHE AGLI SLE

Di seguito si riportano i massimi spostamenti della struttura sotto le azioni statiche (comb. SLE Rara) e dinamiche (comb. SLD sismica)

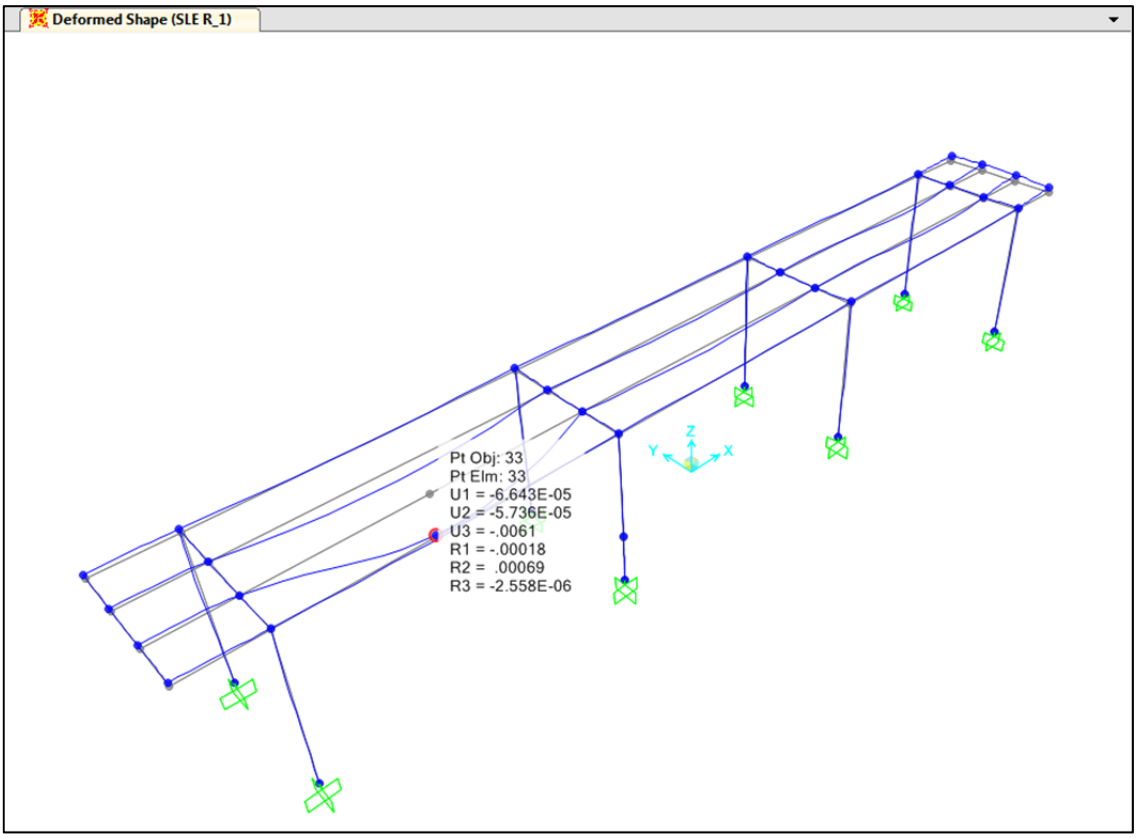


FIGURA 13.1 – SPOSTAMENTI DOVUTI ALLA COMBINAZIONE AGLI SLE RARA

La freccia totale massima in copertura vale: $f_{v,max}$ = 0.6 cm < L/250
La freccia massima in copertura dovuta ai carichi variabili vale: $f_{v,max}$ = 0.5 cm < L/300

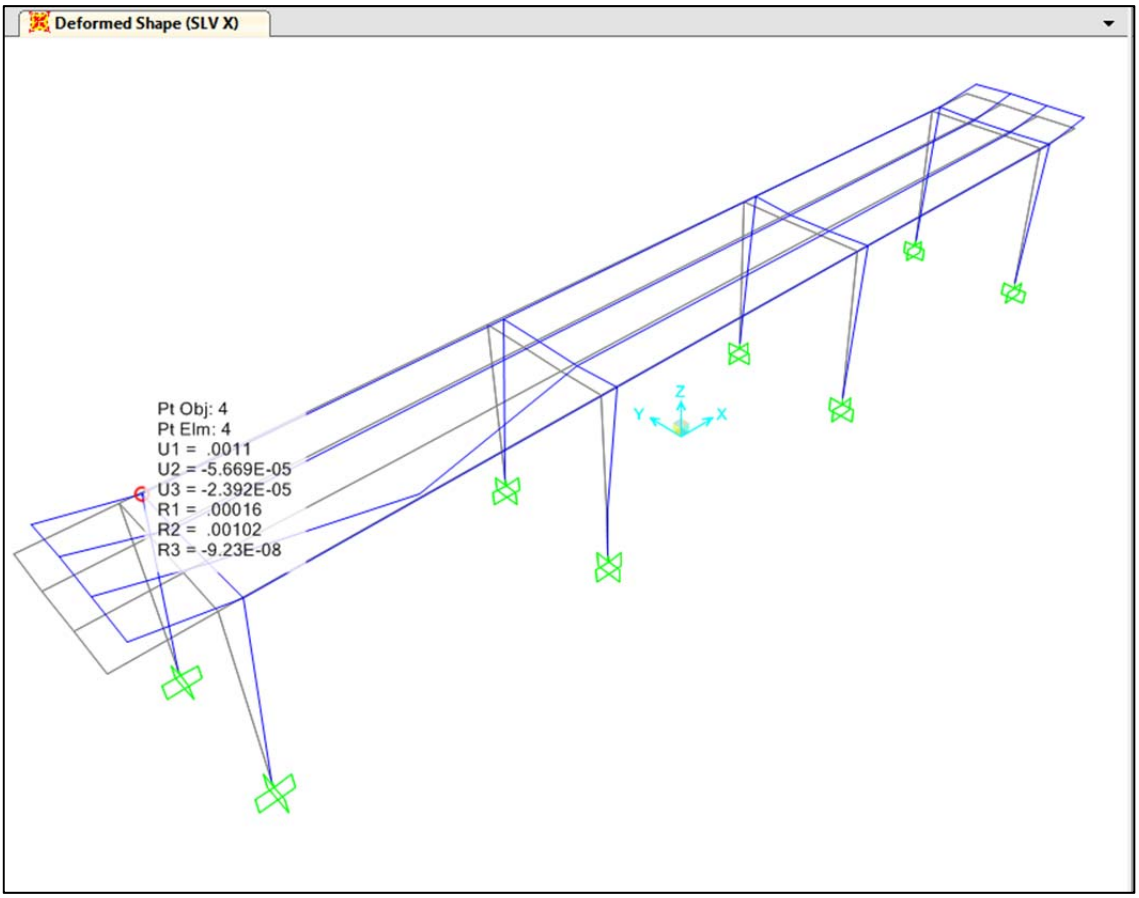


FIGURA 13.2 – SPOSTAMENTI DOVUTI ALLA COMBINAZIONE AGLI SLD

$d = \delta/h = 0.11/230 = 0.0004 < 0.005$