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

PROGETTO ESECUTIVO FASE 2
E CONTESTUALE PERIZIA DI VARIANTE DELLA FASE 1

ELABORATO N° :

TITOLO ELABORATO

PENSILINA POMPA CARBURANTE E FONDAZIONI GENERICHE
RELAZIONE DI CALCOLO

MI010P-PE-S-C-R-4186-C0

DATA			
Settembre 2014	ELABORATO	CONTROLLATO	APPROVATO
SIGLA	G. MARCOLINI	A. MARANI	G. FIORINI
REVISIONE 1			
REVISIONE 2			
REVISIONE 3			

NOME FILE

MI010P-PE-S-C-R-4186-C0 Pensilina pompa carburante e fondazioni generiche - Relazione di calcolo.doc

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

PROGETTO ESECUTIVO - FASE 2
E CONTESTUALE PERIZIA DI VARIANTE DELLA FASE 1

PENSILINA POMPA CARBURANTE E FONDAZIONI GENERICHE

RELAZIONE DI CALCOLO

INDICE

1. PREMESSA 4
2. DESCRIZIONE DELLA COPERTURA DELLA POMPA CARBURANTI 5
3. NORMATIVE DI RIFERIMENTO 8
4. CRITERI GENERALI DI VERIFICA 9
   4.1. Azioni sulle strutture e periodi di ritorno 10
   4.2. Combinazioni allo stato limite ultimo 11
   4.3. Combinazioni allo stato limite di esercizio 14
   4.4. Coefficienti di sicurezza parziali per i materiali 15
   4.5. Coefficienti di sicurezza parziali per le verifiche agli SLU di fondazioni e muri di sostegno 15
   4.6. Prescrizioni per la durabilità dei calcestruzzi 16
   4.7. Calcestruzzo C35/45 17
   4.8. Acciaio per calcestruzzo armato 18
   4.9. Acciaio carpenteria metallica 18
5. STRATIGRAFIA DI RIFERIMENTO E CARATTERIZZAZIONE GEO-TECNICA 20
6. MODELLO DI CALCOLO 22
7. ANALISI CARICHI 23
   7.1. Vita utile di progetto 23
   7.2. Carichi permanenti 23
   7.3. Carichi permanenti portati 23
   7.4. Azione termica 23
   7.5. Vento 23
   7.6. Neve 25
   7.7. Azione sismica (E) 25
8. FATTORI DI CARICO 33
   8.1. Stato limite ultimo 33
   1.1. Stati limite di esercizio 34
9. COMBINAZIONI DI CARICO PIU' GRAVOSE 35
   9.1. Stato limite ultimo 35
   9.2. Stati limite di esercizio 36
10. VERIFICHE AGLI SLU 38
11. VERIFICHE AGLI SLE 43

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 a lato della strada d'accesso dopo l'edificio amministrativo della nuova piattaforma multifunzionale di Vado Ligure (si veda la Figura 1-1).

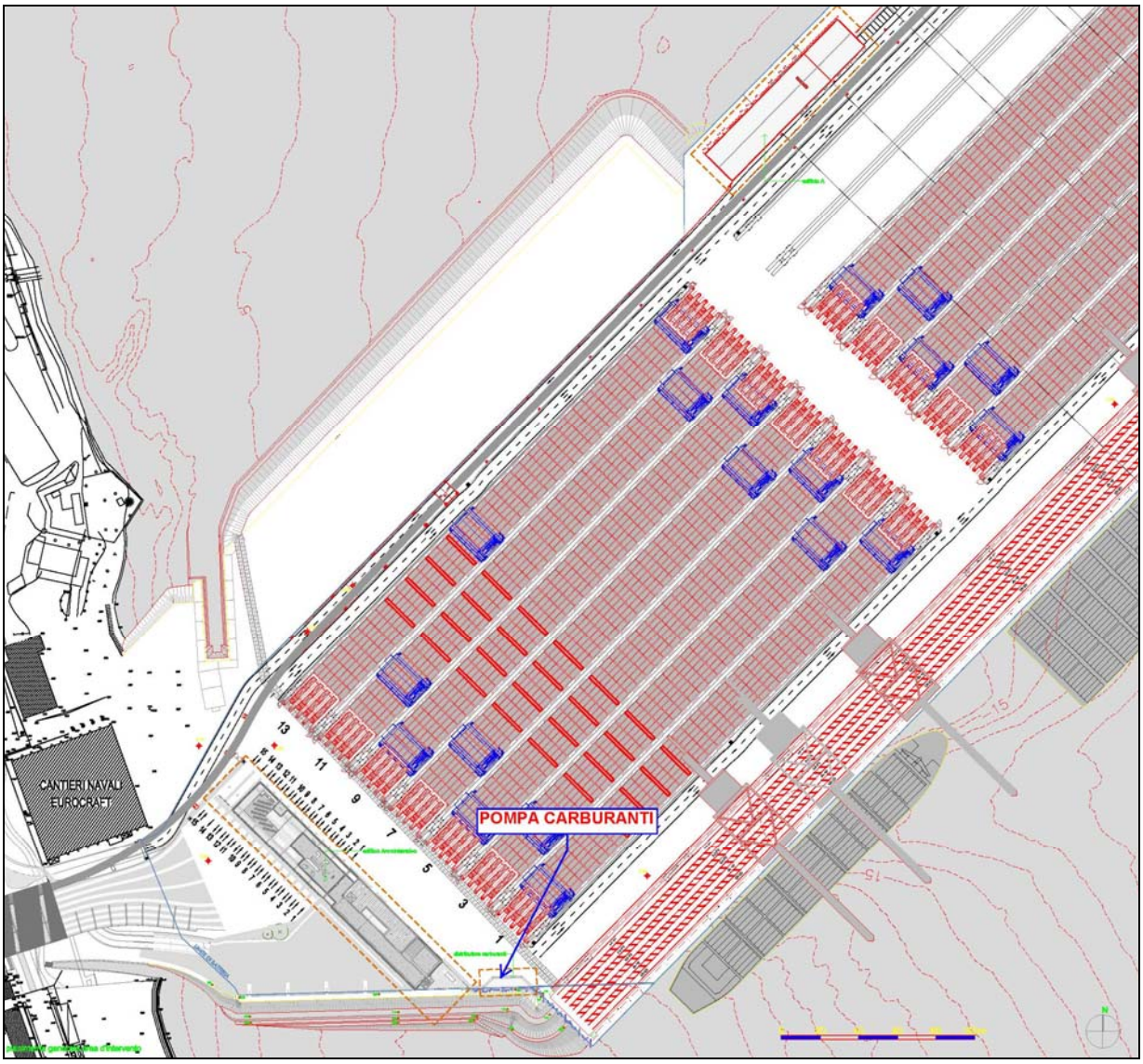


FIGURA 1-1 – PLANIMETRIA GENERALE CON UBICAZIONE DELLE OPERE IN OGGETTO

2. DESCRIZIONE DELLA COPERTURA DELLA POMPA CARBURANTI

La pensilina è costituita da una serie di reticolari a sbalzo in acciaio, con interasse di 2,53 m, sorrette a tergo da pilastri in acciaio. I correnti superiori e inferiori di tali reticolari sono costituiti da un doppio profilo UPN 160, i montanti verticali da doppio profilo UPN 140 mentre i diagonali da doppio profilo a L 80x40x7; i pilastri in acciaio sono costituiti da profili HEB 400. Di seguito uno schema strutturale dei telai portanti della pensilina. Il rivestimento esterno verrà realizzato in lamiera.

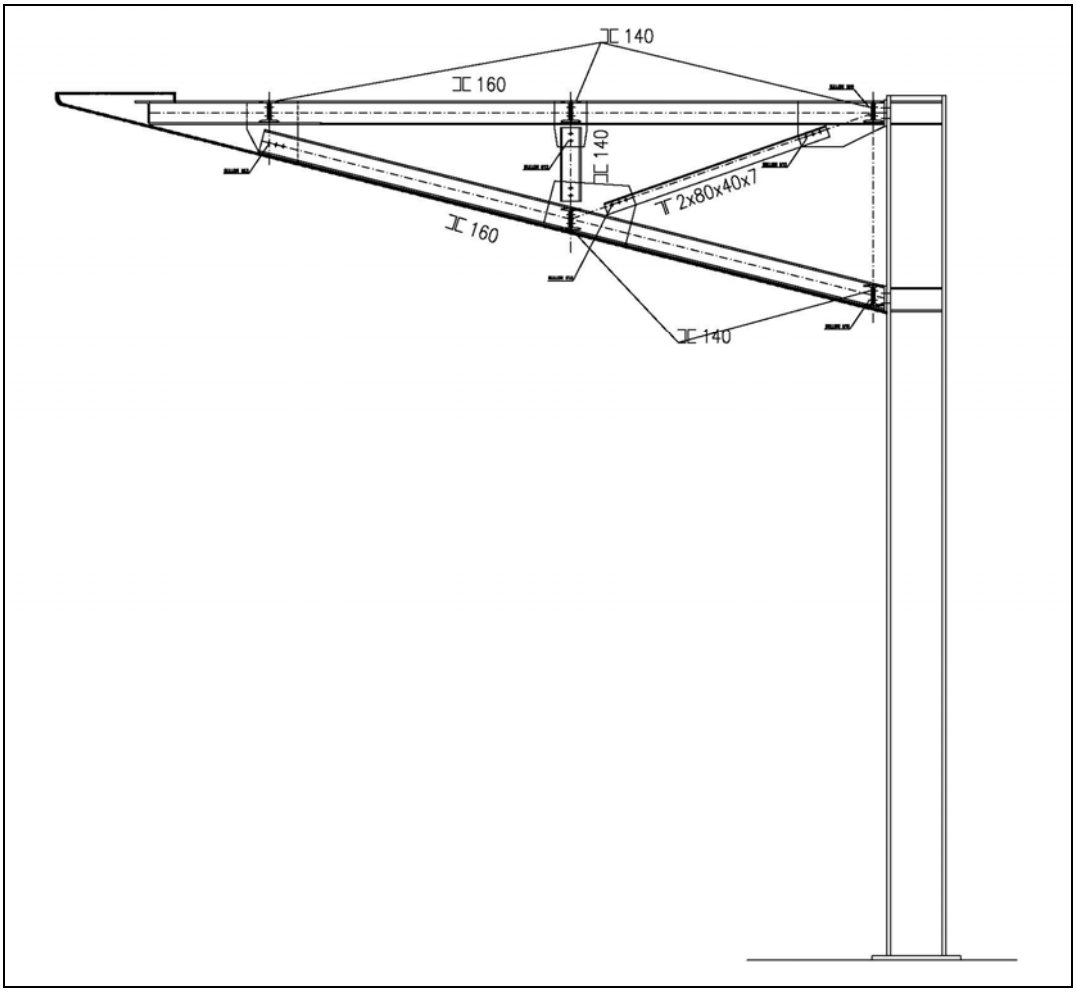


FIGURA 2-1- SEZIONE TIPO DEL TELAIO DI SOSTEGNO DELLA PENSILINA

Di seguito si riportano planimetrie e sezioni dell'architettonico.

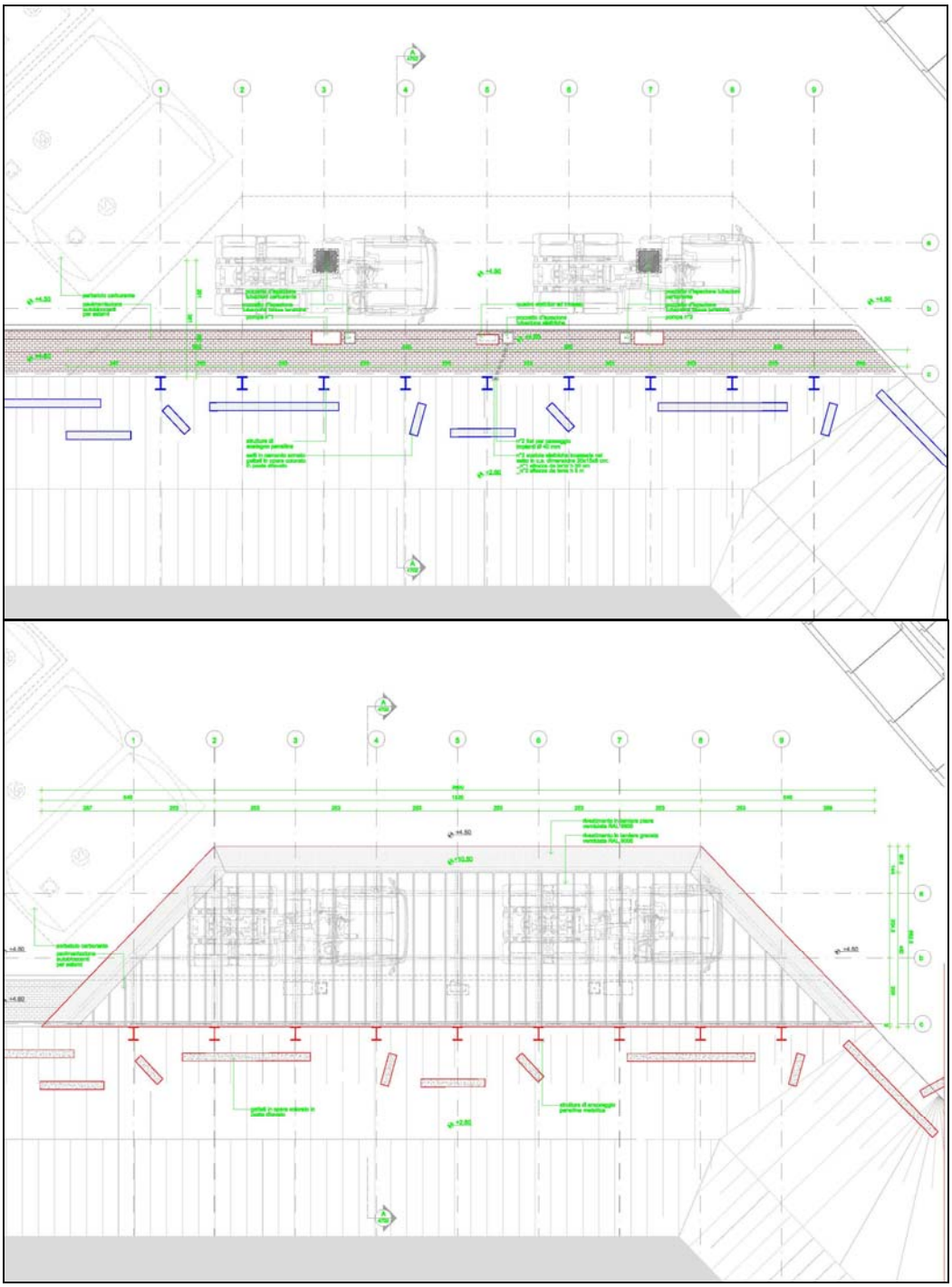


FIGURA 2-2- PLANIMETRIE ARCHITETTONICO

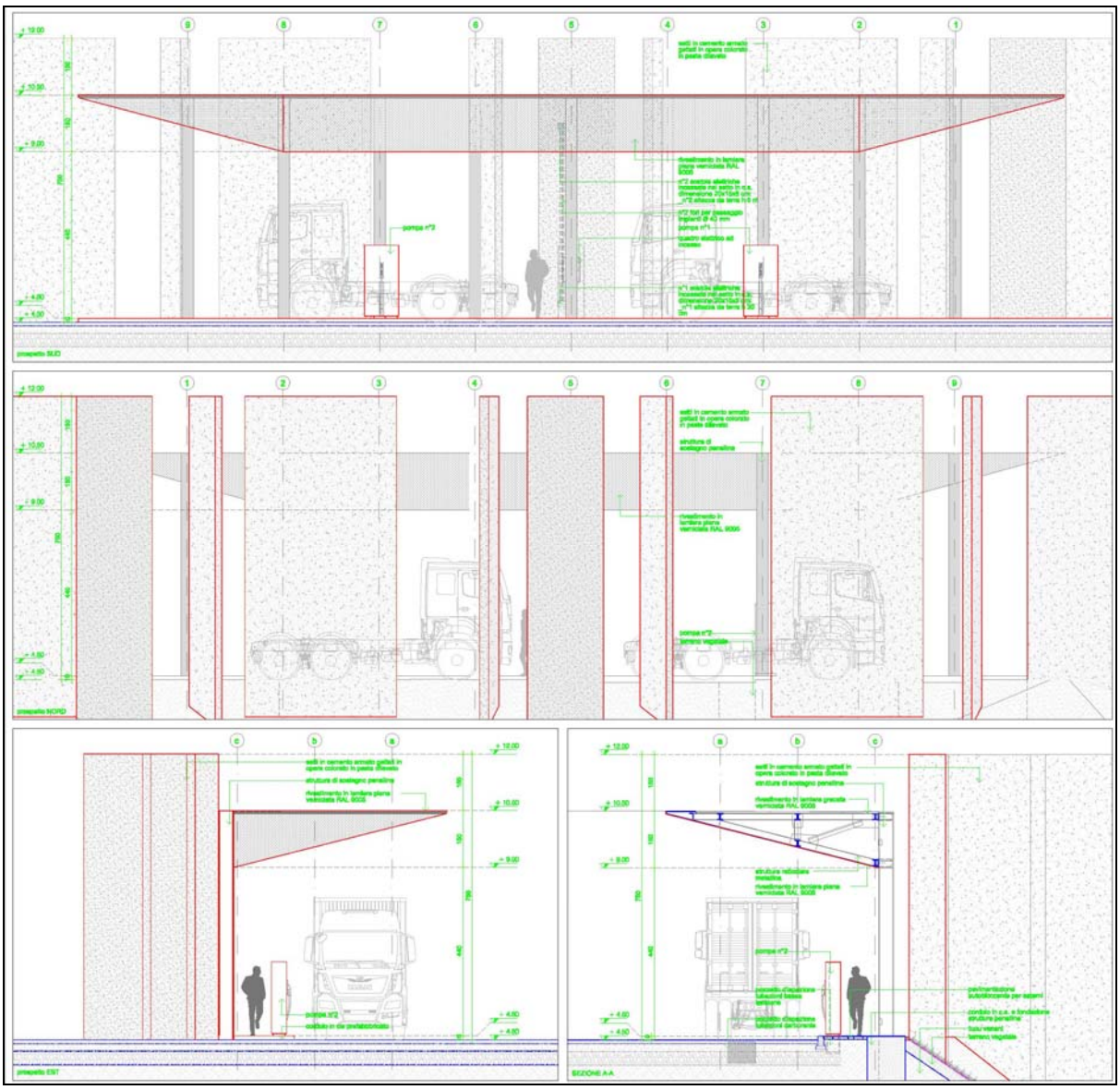


FIGURA 2-3- SEZIONI ARCHITETTONICO

Le fondazioni sono di tipo superficiale, saranno a trave rovescia.

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 1998-5:2003 – "Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici";
- Consiglio Superiore Lavori Pubblici, 23-09-1994 n.156 – "Istruzioni tecniche per la progettazione delle dighe marittime";

4. CRITERI GENERALI DI VERIFICA

Le opere vengono progettate in conformità alle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC) (DM 14 gennaio 2008).

Le verifiche geotecniche e strutturali sono effettuate con il metodo semiprobabilistico agli stati limite in accordo con il § 2.3 delle NTC.

Vengono considerati gli *stati limite ultimi*, che sono quelli associati al collasso della struttura (o dell'insieme struttura-terreno) o alla rottura di parti di essa.

Le verifiche di sicurezza vengono condotte usando il *Metodo dei coefficienti parziali:* l'affidabilità prescritta dalla norma viene garantita verificando che, in tutte le *situazioni progettuali* significative, gli stati limite non vengano raggiunti quando *i valori di progetto* delle *azioni*, delle *proprietà dei materiali* e dei *dati geometrici* sono introdotti nei modelli progettuali.

Il non raggiungimento delle situazioni limite è da intendersi in senso probabilistico ("misura della sicurezza"), cioè implicitamente si assume che la probabilità di raggiungere una certa situazione limite, durante la *vita utile* della struttura (o durante l'orizzonte temporale di riferimento nel caso di una fase transitoria), sia inferiore ad un valore prefissato.

In particolare si verificherà che:

- le azioni di progetto non provochino il collasso globale della struttura o del terreno (anche in situazioni eccezionali);
- gli effetti delle azioni di progetto non superino la resistenza di progetto della struttura allo stato limite ultimo;
- gli effetti delle azioni di progetto previsti per la situazione sismica di danno non devono provocare una interruzione nell'esercizio di parti d'opera o degli impianti ad esse correlati.

4.1. Azioni sulle strutture e periodi di ritorno

Le azioni che agiscono sulle strutture vengono classificate secondo la variazione nel tempo nel modo seguente:

- azioni permanenti (G), come ad esempio il peso proprio delle strutture ed i carichi permanenti portati;
- azioni variabili (Q), come per esempio i sovraccarichi, le azioni dovute alle maree e alle onde;
- azioni eccezionali (A), ad esempio la forza di impatto dovuta all'urto di un natante;
- azioni sismiche (E).

Tutte le azioni che agiscono sulla struttura vengono introdotte nei calcoli di verifica in termini di un *valore rappresentativo* $F_{rep} = \psi \cdot F_k$, dove F_k è il *valore caratteristico* dell'azione.

Qualora sia definita, sulla base di un adeguato campione di osservazioni, la distribuzione statistica dell'azione, il valore caratteristico corrisponde al valore avente una prefissata probabilità di superamento nel periodo di riferimento considerato (nel caso delle situazioni persistenti esso coincide con la vita utile di progetto della struttura).
Nel caso in cui la variabilità dell'azione è piccola o non ne è compiutamente definita la distribuzione statistica, si farà riferimento ad un valore medio o ad un valore nominale dell'azione.

A seconda dei casi si considerano, per le azioni variabili Q, anche i seguenti valori rappresentativi:

- il valore $\psi_0 \cdot Q_k$, detto di combinazione, viene utilizzato nelle combinazioni a stato limite, per tenere conto della ridotta probabilità di simultanea occorrenza dei valori più sfavorevoli di diverse azioni indipendenti[1];
- il valore $\psi_1 \cdot Q_k$, detto valore frequente, viene determinato in modo tale che, all'interno di un certo periodo di tempo, il tempo totale durante il quale si ha

[1] La definizione del valore appropriato di $\psi_0 \leq 1$ dipendente dalla probabilità di rovina P_f ammessa per la struttura durante la sua vita utile; normalmente viene assunto pari a 0.7 e tiene conto della ridotta probabilità che tutte le azioni variabili agiscano contemporaneamente.

$Q>\psi_1 \cdot Q_k$ è pari a una specificata (e piccola) parte di tale periodo di riferimento, quindi la frequenza dell'evento $Q> \psi_1 \cdot Q_k$ è limitata ad un valore dato[2];

- il valore $\psi_2 \cdot Q_k$, detto valore quasi-permanente, viene determinato in modo tale che il tempo totale durante il quale si ha $Q>\psi_2 \cdot Q_k$ è pari a una specificata (non piccola, generalmente la metà) parte del periodo di riferimento, ovverosia la media di Q durante tale periodo.

Nel seguito verranno definite tutte le azioni significative che agiscono sulle strutture in esame nelle diverse situazioni progettuali considerate ed i corrispondenti valori caratteristici.

4.2. Combinazioni allo stato limite ultimo

Per le strutture in progetto vengono effettuate le verifiche con riferimento ai seguenti stati limite:

- lo stato limite ultimo EQU: equilibrio di corpo rigido;
- lo stato limite ultimo GEO: collasso o deformazione eccessiva del terreno;
- lo stato limite ultimo STR: collasso interno o deformazione eccessiva della struttura o degli elementi strutturali.

In questi casi (STR, GEO e EQU), trattandosi di stati limite di rottura o di eccessiva deformazione, si è verificato che:

$$E_d \leq R_d$$

dove E_d è il citato valore di progetto dell'effetto delle azioni e R_d è il valore di progetto della resistenza corrispondente.

Per ogni stato limite ultimo che si considera, i valori di progetto delle azioni (o dei loro effetti) devono essere determinati combinando il valore caratteristico delle azioni che si verificano simultaneamente nel modo seguente:

[2] Normalmente si deve considerare una frazione pari al 10% del periodo di riferimento (in genere assunto coincidente con la vita utile della struttura).

– <u>combinazione fondamentale</u> - generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU)[3]:

$$\sum_{j\geq 1}\gamma_{G,j}G_{k,j}"+"\gamma_P P"+"\gamma_{Q,1}Q_{k,1}"+"\sum_{i\geq 1}\gamma_{Q,i}\psi_{0,i}Q_{k,i}$$

– <u>combinazione eccezionale</u> - impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A_d :

$$\sum_{j\geq 1}G_{k,j}"+"P"+"A_d"+""+"\sum_{i\geq 1}\psi_{2,i}Q_{k,i}$$

– <u>combinazione sismica</u> - impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$\sum_{j\geq 1}G_{k,j}"+"P"+"E"+"\sum_{i\geq 1}\psi_{2,i}Q_{k,i}$$

La verifiche relativa alla stabilità globale dell'opera deve essere effettuata secondo il seguente approccio:

– Approccio 1
  – Combinazione 2: "A2"+"M2"+"R2"

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate considerando uno dei seguenti approcci:

– Approccio 1
  – Combinazione 1: "A1"+"M1"+"R1"
  – Combinazione 2: "A2"+"M2"+"R2"
– Approccio 2
  – Combinazione 1: "A1"+"M1"+"R3"

Per quanto riguarda l'approccio 1, nella prima combinazione i parametri del terreno sono quelli caratteristici ($\gamma M = 1$) e le azioni, sia permanenti che variabili, sono amplificate con coefficienti $\gamma F \neq 1$, mentre nella seconda combinazione i parametri del terreno vengono ridotti mediante coefficienti $\gamma M \neq 1$ e le azioni permanenti sono quelle caratte-

[3] La notazione "+" significa "si combina con".

ristiche ($\gamma F = 1$) mentre si applicano coefficienti di amplificazione alle sole azioni variabili ($\gamma F \neq 1$). Per quanto riguarda le azioni resistenti, in ambedue le combinazioni, si considerano i valori caratteristici ($\gamma M = 1$).

L'approccio 2 prevede un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali che in quelle geotecniche; le azioni, sia permanenti che variabili, sono amplificate con coefficienti $\gamma F \neq 1$ e i parametri del terreno vengono ridotti mediante coefficienti $\gamma M \neq 1$.

In tabella 4-1 e in tabella 4-2 sono riportati rispettivamente i coefficienti parziali per le azioni ed i coefficienti γ_M di riduzione dei parametri che esprimono le proprietà meccaniche del terreno secondo le due combinazioni M1 e M2.

TABELLA 4-1– TABELLA DEI COEFFICIENTI PARZIALI PER LE AZIONI

Azioni		Simbolo	Set		
			EQU	A1	A2
Permanenti strutturali	Sfavorevole	γ_{G1}	1,1	1,3	1,0
	Favorevole		0,9	1,0	1,0
Permanenti portati	Sfavorevole	γ_{G2}	1,5	1,5	1,0
	Favorevole		0,0	0,0	0,0
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qi}	1,5	1,5	1,3
	Favorevole		0,0	0,0	0,0

TABELLA 4-2– TABELLA DEI COEFFICIENTI PARZIALI PER I PARAMETRI GEOTECNICI

Parametri del terreno	Simbolo	Set	
		M1	M2
Angolo di resistenza al taglio	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25(*)
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Coesione non drenata	γ_{Cu}	1,0	1,4
Resistenza non confinata	γ_{qu}	1,0	1,4
Peso specifico	γ_{γ}	1,0	1,0

(*) applicato alla tgϕ'

Nei calcoli i coefficienti sono stati applicati direttamente ai valori rappresentativi delle azioni (quindi a $\psi \times F_k$), salvo quando così facendo si creino delle situazioni fisicamente incoerenti (ad esempio applicando il coefficiente sull'altezza di falda); in tali casi i coefficienti sono stati applicati agli effetti delle azioni.

Nella combinazione A1+M1, nel caso si impieghino modelli a elementi finiti o con trave su suolo elastico, l'applicazione di valori amplificati delle azioni può dar luogo a plasticizzazioni degli elementi non lineari non realistiche o prive di significato fisico; per questa ragione, quando si usino i citati modelli di calcolo, le azioni permanenti (inclusi i pesi, i livelli di falda, ecc.) e le azioni variabili verranno applicate con il loro valore caratteristico in fase di verifica e tutti gli effetti delle azioni verranno amplificati con i relativi fattori.

Nel caso della combinazione A2+M2, quando si impieghino modelli a elementi finiti o con trave su suolo elastico, si procede alla fattorizzazione dei parametri del terreno e delle azioni variabili, a partire dai quali i programmi di calcolo determinano i valori delle spinte (in base ai modelli costitutivi implementati); i risultati del modello forniscono gli effetti delle azioni da impiegare direttamente nelle verifiche allo stato limite ultimo.

Per la verifica della situazione di progetto sismica, si adottano parametri di resistenza del terreno ridotti mediante $\gamma_M \neq 1$ (set M2), come previsto dalla norma[4].

4.3. Combinazioni allo stato limite di esercizio

Le combinazioni da considerare per le verifiche agli stati limite di esercizio sono definite dalle seguenti espressioni:

Combinazione caratteristica (o rara):

$$\sum_{j\geq 1} G_{k,j} "+" P "+" Q_{k,1} "+" \sum_{i\geq 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Combinazione frequente:

$$\sum_{j\geq 1} G_{k,j} "+" P "+" \psi_{1,1} Q_{k,1} "+" \sum_{i\geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

[4] Come indicato nella ENV 1998-5 par. 3.1.

Combinazione quasi permanente:

$$\sum_{j\geq 1} G_{k,j} "+" P "+" \sum_{i\geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Nelle condizioni di servizio si controllano le ampiezze degli spostamenti delle paratie e delle fessure nel calcestruzzo e, ove significativo, i tassi di lavoro dei materiali.

Si noti che, se per ottenere gli effetti delle azioni della combinazione A1+M1 si effettua una analisi con valori caratteristici delle azioni per poi applicare i coefficienti di amplificazione/abbattimento a tali effetti, i risultati dell'analisi possono essere direttamente impiegati nelle combinazioni per la verifica degli stati limite di esercizio.

4.4. 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: $\gamma_{M1} = 1,05$

4.5. 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 4-3 – TABELLA DEI COEFFICIENTI PARZIALI PER LE VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI DI FONDAZIONI SUPERFICIALI

4.6. 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 Capitolo 4 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), alle fondazioni in calcestruzzo della pensilina si attribuisce una classe d'esposizione XS3.

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.

4.7. Calcestruzzo C35/45

Il calcestruzzo impiegato per tutti i getti in opera delle fondazioni avrà le seguenti caratteristiche:

R_{ck}	= 45 Mpa	resistenza caratteristica cubica;
f_{ck}	= 35 Mpa	resistenza caratteristica cilindrica;
f_{cd}	= 23.34 Mpa	resistenza a compressione di calcolo;
f_{ctm}	= 3.20 Mpa	resistenza media a trazione;
f_{ctk}	= 2.20 Mpa	resistenza caratteristica a trazione;
f_{cfm}	= 3.84 Mpa	resistenza media a trazione per flessione;
f_{cfk}	= 2.69 Mpa	resistenza caratteristica a trazione per flessione;
E	= 34077 Mpa	modulo elastico di Young.

Nella definizione della resistenza a compressione di calcolo si considera il temine di lunga durata $\alpha = 0.85$.
Per quanto riguarda in particolare gli Stati Limite di Esercizio, si adotteranno le seguenti limitazioni tensionali:

- combinazione rara $\sigma_{c,max} = 0.6 \times fck = 21.0\ N/mm^2$
- combinazione quasi permanente $\sigma_{c,max} = 0.45 \times fck = 15.75\ N/mm^2$

Il copriferro minimo misurato sul ferro di forza più esterno è pari a 5.0 cm.

Le ampiezze di fessura verranno contenute a 0.2 mm per combinazioni di carico quasi permanenti e 0.3 mm in tutti gli altri casi.

4.8. Acciaio per calcestruzzo armato

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

B450C (ex FeB44k saldabile)	tipo di acciaio
$f_{yk} \geq 450$ Mpa	tensione caratteristica di snervamento
$f_{tk} \geq 540$ Mpa	tensione caratteristica di rottura

In zona sismica si deve avere:
$1.15 < f_y / f_{yk} < 1.35$
$f_{y,eff} / f_{y,nom} < 1.25$
$\varepsilon_{su,k} > 7.5$ %
Per quanto riguarda gli Stati Limite di Esercizio, nelle combinazioni di carico rare si adotterà la limitazione tensionale $\sigma_{s,max} = 0.8 \times f_{yk} = 360.0$ N/mm^2.

Stato limite ultimo
$\gamma_M = 1.15$ → resistenza di calcolo $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_M = 391$ MPa

4.9. Acciaio carpenteria metallica

- Acciaio profili (laminati ed elettrosaldati), lamiere , piatti: S 355 J0 UNI EN 10025
- Tirafondi e bulloni di ancoraggio: classe 10.9 UNI EN ISO 898-1:2013
- 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: ft ≥ 510 N/mm^2
- Tensione di snervamento fy ≥ 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 $\gamma_{M3}= 1.25$ e per gli SLE $\gamma_{M3}= 1.1$.

5. 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 5-1– 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_{flur} (**)	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_{ur} si ottiene da E attraverso il fattore α_{flur} quindi: $E_{ur} = \alpha_{flur} \times E$

(***) 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 5-2– 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_{Eur} (**)	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_{Eur} quindi: $E_R = \alpha_{Eur} \times E$

TABELLA 5-3– 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"*

6. 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. 15.

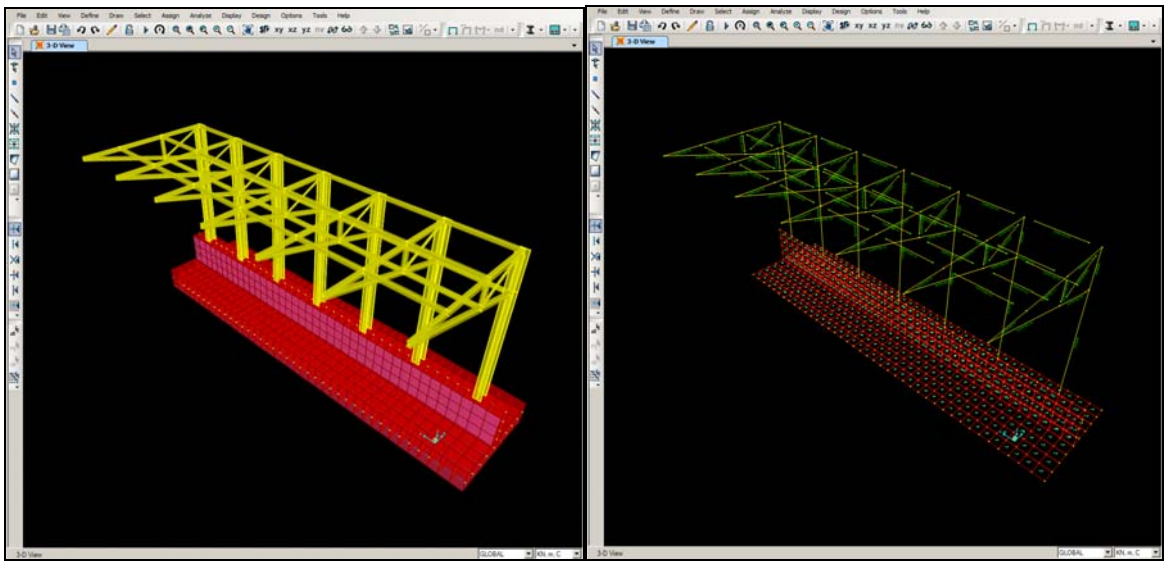


FIG. 6-1 – MODELLO DI CALCOLO STRUTTURA

La pensilina è costituita da una serie di reticolari a sbalzo in acciaio, con interasse di 2,53 m, sorrette a tergo da pilastri in acciaio. I correnti superiori e inferiori di tali reticolari sono costituiti da un doppio profilo UPN 160, i montanti verticali da doppio profilo UPN 140 mentre i diagonali da doppio profilo a L 80x40x7; i pilastri in acciaio sono costituiti da profili HEB 400. Di seguito uno schema strutturale dei telai portanti della pensilina. Il rivestimento esterno verrà realizzato in lamiera.

7. ANALISI CARICHI

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

7.1. 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.

7.2. 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. 5; per quanto riguarda acciaio e calcestruzzo, sono stati considerati i seguenti pesi specifici:

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

7.3. Carichi permanenti portati

I carichi permanenti agenti in copertura sono assunti pari a $0{,}494\ kN/m^2$.

7.4. Azione termica

L'azione termica è valutata in base al valore di $\Delta Tu = \pm 25°C$ per strutture in acciaio esposte secondo il paragrafo 3.5.5 delle NTC.

7.5. 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 (=6.0 m) > z_{min} (= 5.0 m) l'espressione di c_e è la seguente:
$c_e(z) = k_r^2 \, c_t \ln(z/z_0) \, [7 + c_t \ln(z/z_0)]$ per $z \geq z_{min}$

c_e = 1.81
c_p è il coefficiente di forma pari a ±1.5 per la falda inclinata e ±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 = 1330.35 N/m^2 (falda inclinata)
p = 1064.28 N/m^2 (falda piana)

Si procede alla valutazione dell'azione tangenziale del vento dovuta alla presenza di pannelli con geometria esterna scabra secondo l'espressione:

$p_f = q_b\, c_e\, c_f = 490 * 1.81 * 0.04 = 35.48\ N/m^2$
dove il valore di c_f si ricava dalle Istruzioni per l'applicazione delle NTC.

Sulle pareti verticali sopravento si assume un coefficiente $c_p = 0.8$, mentre per quelle sottovento si assume $c_p = 0.4$, ottenendo:
$p = 709.52\ N/m^2$ (pareti verticali sopravento)
$p = 354.76\ N/m^2$ (pareti verticali sottovento)

Sui pilastri HEB 400 si considera un coefficiente $c_p = \pm 1.4$, ottenendo:
$p = 490 * 1.81 * 1.4 * 1 = 1241.66\ N/m^2$

7.6. Neve

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

$QN = \mu_i \cdot q_{sk} = \mu i \cdot 1.00$
con il coefficiente di forma $\mu_i = 0.8$ nel caso delle coperture delle tettoie piane.

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

7.7. 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 7-1 - 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:

$$T_R(SLV) = -\frac{Vr}{\ln(1-Pvr)} = 475 \text{ anni}$$

$$T_R(SLC) = -\frac{Vr}{\ln(1-Pvr)} = 975 \text{ anni}$$

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**	T^*_c
10	475	0.058	2.608	0.307
5	975	0.074	2.640	0.325

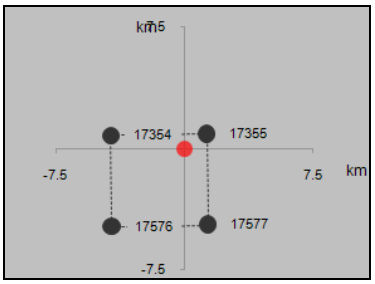


FIGURA 7.1 - LOCALIZZAZIONE DEL PUNTO RAPPRESENTATIVO DEL SITO DI IMPIANTO RISPETTO AI PUNTI DI GRIGLIA RAPPRESENTATIVI ADIACENTI.

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 7-2 - 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

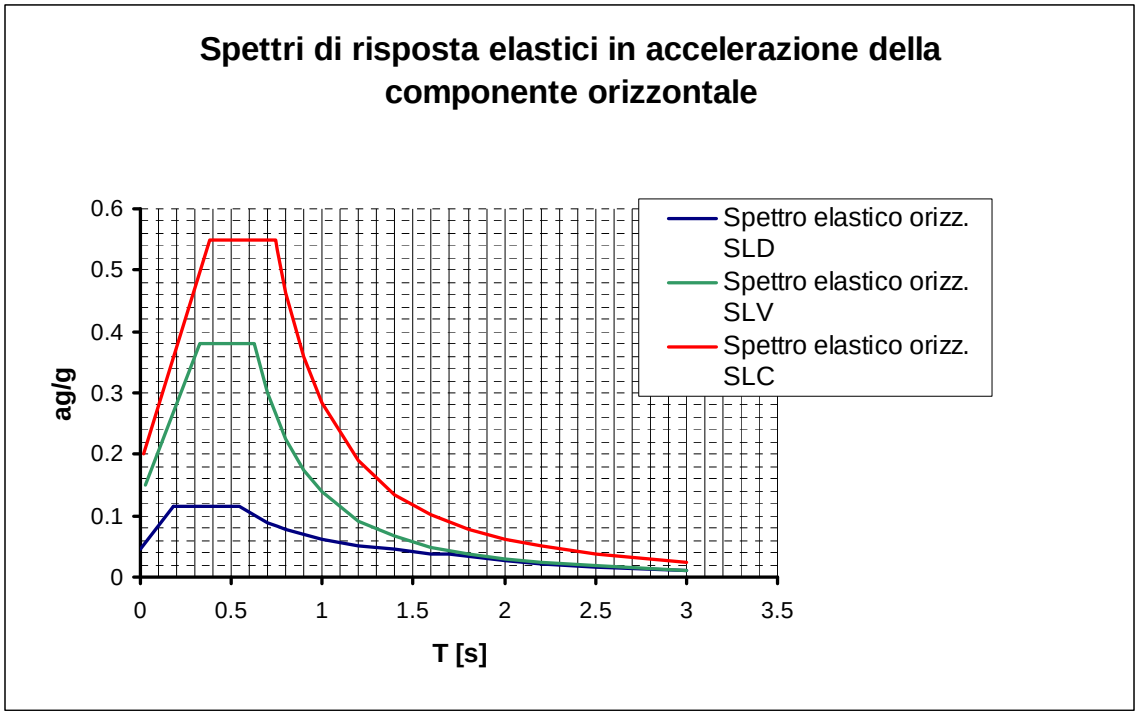


FIGURA 7.2 - SPETTRI DI RISPOSTA ELASTICI IN ACCELERAZIONE DELLA COMPONENTE ORIZZONTALE

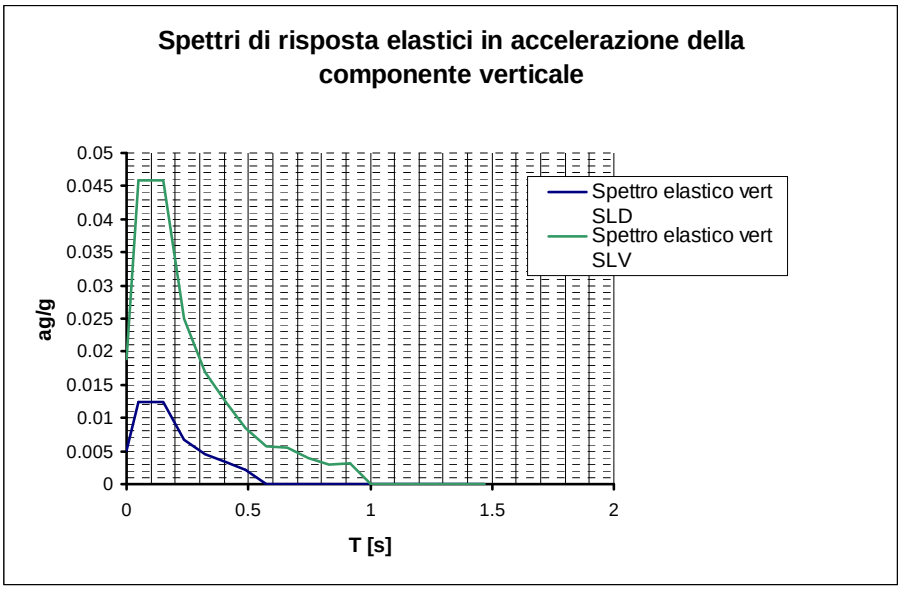


FIGURA 7.3 - SPETTRI DI RISPOSTA ELASTICI IN ACCELERAZIONE DELLA COMPONENTE VERTICALE

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 nuovi calcoli sismici svolti si assume dunque $K_R = 0.8$.

Per quanto riguarda il valore di q_0, con riferimento alle tipologie strutturali descritte nelle NTC, la struttura è ascrivibile alla tipologia "a mensola o a pendolo inverso".
In classe di duttilità bassa (CD "B"), il valore di q_0 vale 2.

Pertanto viene applicato il fattore di struttura $q = q_0 K_R = 2 * 0.8 = 1.6$.
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.

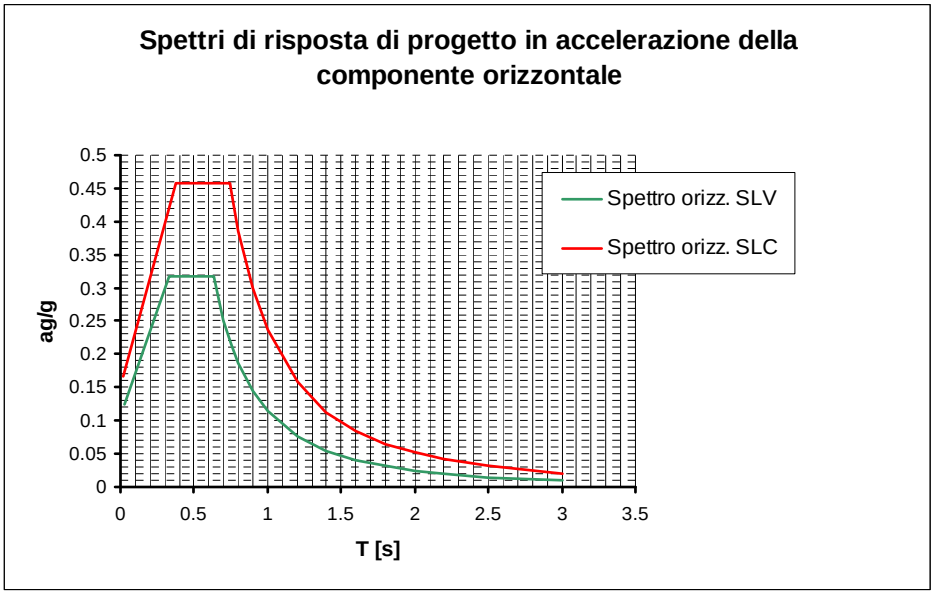


FIGURA 7.4 - SPETTRI DI RISPOSTA DI PROGETTO IN ACCELERAZIONE DELLA COMPONENTE ORIZZONTALE

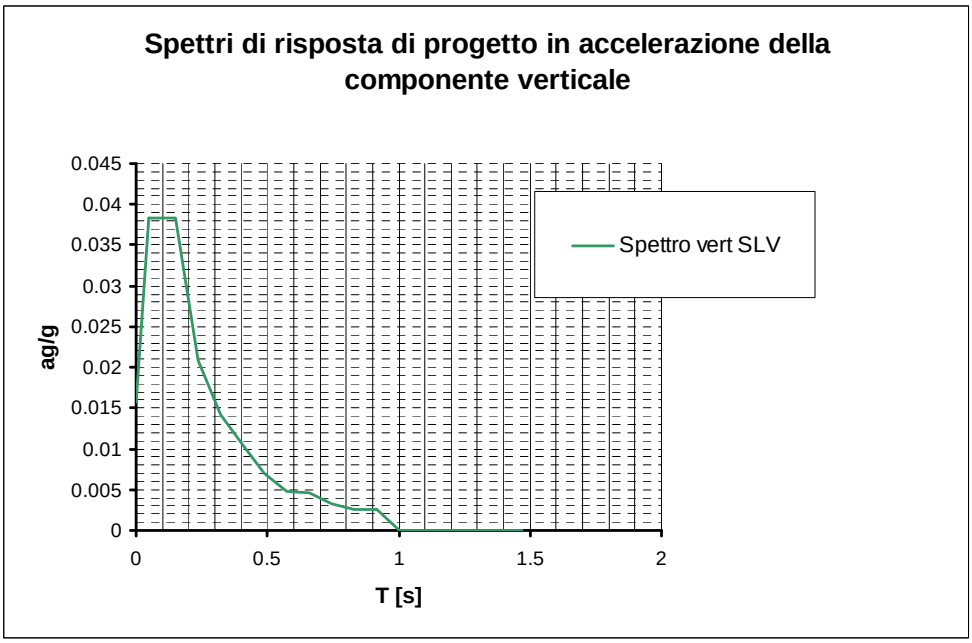


FIGURA 7.5 - SPETTRI DI RISPOSTA DI PROGETTO IN ACCELERAZIONE DELLA COMPONENTE VERTICALE

8. 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.

8.1. Stato limite ultimo

Situazioni persistenti e transitorie (STR):

Combinazioni delle azioni in esercizio a lungo termine:

AZIONI SULLE STRUTTURE			COMBINAZIONI SLU
	Azione	Tipo	Coefficienti parziali
1	Carichi permanenti	Permanente	γ_G=1,3
2	Carichi permanenti portati	Permanente	γ_G=1,5
3	Sovraccarichi accidentali (vento)	Variabile	γ_Q=1,5
4	Sovraccarichi accidentali (temp.)	Variabile	γ_Q=1,5
5	Sovraccarichi accidentali (neve)	Variabile	γ_Q=1,5

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			COMBINAZIONI SLV
	Azione	Tipo	Coefficienti parziali
1	Carichi permanenti	Permanente	γ_G=1,0
2	Carichi permanenti portati	Permanente	γ_G=1,0
3	Sovraccarichi accidentali (vento)	Variabile	γ_Q=1,0
4	Sovraccarichi accidentali (temp.)	Variabile	γ_Q=1,0
5	Sovraccarichi accidentali (neve)	Variabile	γ_Q=1,0
6	Sisma	Sismico	γ_E=1,0

1.1. Stati limite di esercizio

Combinazione rara

AZIONI SULLE STRUTTURE DI FONDAZIONE			COMBINAZIONI SLE RARA
	Azione	Tipo	Coefficienti parziali
1	Carichi permanenti	Permanente	γ_Q=1,0
2	Carichi permanenti portati	Permanente	γ_Q=1,0
3	Sovraccarichi accidentali (vento)	Variabile	γ_Q=1,0
4	Sovraccarichi accidentali (temp.)	Variabile	γ_G=1,0
5	Sovraccarichi accidentali (neve)	Variabile	γ_Q=1,0

Combinazione frequente

AZIONI SULLE STRUTTURE DI FONDAZIONE			COMBINAZIONI SLE RARA
	Azione	Tipo	Coefficienti parziali
1	Carichi permanenti	Permanente	γ_Q=1,0
2	Carichi permanenti portati	Permanente	γ_Q=1,0
3	Sovraccarichi accidentali (vento)	Variabile	γ_Q=1,0
4	Sovraccarichi accidentali (temp.)	Variabile	γ_G=1,0
5	Sovraccarichi accidentali (neve)	Variabile	γ_Q=1,0

Combinazione quasi permanente

AZIONI SULLE STRUTTURE DI FONDAZIONE			COMBINAZIONI SLE RARA
	Azione	Tipo	Coefficienti parziali
1	Carichi permanenti	Permanente	γ_Q=1,0
2	Carichi permanenti portati	Permanente	γ_Q=1,0
3	Sovraccarichi accidentali (vento)	Variabile	γ_Q=1,0
4	Sovraccarichi accidentali (temp.)	Variabile	γ_G=1,0
5	Sovraccarichi accidentali (neve)	Variabile	γ_Q=1,0

9. COMBINAZIONI DI CARICO PIU' GRAVOSE

9.1. Stato limite ultimo

Situazioni persistenti e transitorie (STR):

Combinazioni delle azioni in esercizio a lungo termine:

SLU 1

AZIONI SULLE STRUTTURE DI FONDAZIONE			COMBINAZIONI SLU	
	Azione	Tipo	Coefficienti parziali	Coefficienti di combinazione
1	Carichi permanenti	Permanente	γ_G=1,3	
2	Carichi permanenti portati	Permanente	γ_G=1,5	
3	Vento (in pressione sulla copertura)	Variabile	γ_Q=1,5	
4	+ ΔT	Variabile	γ_Q=1,5	$\psi_{0,2}$=0,6
5	Neve	Variabile	γ_Q=1,5	$\psi_{0,3}$=0,5

SLU 2

AZIONI SULLE STRUTTURE DI FONDAZIONE			COMBINAZIONI SLU	
	Azione	Tipo	Coefficienti parziali	Coefficienti di combinazione
1	Carichi permanenti	Permanente	γ_G=1,3	
2	Carichi permanenti portati	Permanente	γ_G=1,5	
3	Vento (in pressione sulla copertura)	Variabile	γ_Q=1,5	
4	- ΔT	Variabile	γ_Q=1,5	$\psi_{0,2}$=0,6
5	Neve	Variabile	γ_Q=1,5	$\psi_{0,3}$=0,5

SLU 3

AZIONI SULLE STRUTTURE DI FONDAZIONE			COMBINAZIONI SLU	
	Azione	Tipo	Coefficienti parziali	Coefficienti di combinazione
1	Carichi permanenti	Permanente	γ_G=1	
2	Carichi permanenti portati	Permanente	γ_G=1	
3	Vento (in depressione sulla copertura)	Variabile	γ_Q=1,5	
4	+ ΔT	Variabile	γ_Q=1,5	$\psi_{0,2}$=0,6

SLU 4

AZIONI SULLE STRUTTURE DI FONDAZIONE			COMBINAZIONI SLU	
	Azione	Tipo	Coefficienti parziali	Coefficienti di combinazione
1	Carichi permanenti	Permanente	γ_G=1	
2	Carichi permanenti portati	Permanente	γ_G=1	
3	Vento (in depressione sulla copertura)	Variabile	γ_Q=1,5	
4	- ΔT	Variabile	γ_Q=1,5	$\psi_{0,2}$=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	Coefficienti parziali	Coefficienti di combinazione
1	Carichi permanenti	Permanente	γ_G=1,0	
2	Carichi permanenti portati	Permanente	γ_G=1,0	
3	Vento	Variabile	γ_Q=1,0	$\psi_{2,1}$=0,0
4	ΔT	Variabile	γ_Q=1,0	$\psi_{2,2}$=0,0
5	Neve	Variabile	γ_Q=1,0	$\psi_{2,3}$=0,0
6	Sisma	Sismico	γ_E=1,0	

9.2. Stati limite di esercizio

Combinazione rara

SLE 1

AZIONI SULLE STRUTTURE DI FONDAZIONE			COMBINAZIONI SLE RARA	
	Azione	Tipo		
1	Carichi permanenti	Permanente	γ_G=1,0	
2	Carichi permanenti portati	Permanente	γ_Q=1,0	
3	Vento (in pressione sulla copertura)	Variabile	γ_Q=1,0	
4	+ ΔT	Variabile	γ_Q=1,0	$\psi_{0,2}$=0,6
5	Neve	Variabile	γ_G=1,0	$\psi_{0,3}$=0,5

SLE 2

AZIONI SULLE STRUTTURE DI FONDAZIONE			COMBINAZIONI SLE RARA	
	Azione	Tipo		
1	Carichi permanenti	Permanente	γ_G=1,0	
2	Carichi permanenti portati	Permanente	γ_Q=1,0	
3	Vento (in depressione sulla copertura)	Variabile	γ_Q=1,0	

Combinazione frequente

SLE 3

AZIONI SULLE STRUTTURE DI FONDAZIONE			COMBINAZIONI SLE FREQ.	
	Azione	Tipo		
1	Carichi permanenti	Permanente	γ_Q=1,0	
2	Carichi permanenti portati	Permanente	γ_Q=1,0	
3	Vento (in pressione sulla copertura)	Variabile	γ_Q=1,0	$\psi_{1,1}$=0,2
4	+ ΔT	Variabile	γ_G=1,0	$\psi_{2,2}$=0
5	Neve	Variabile	γ_Q=1,0	$\psi_{2,3}$=0

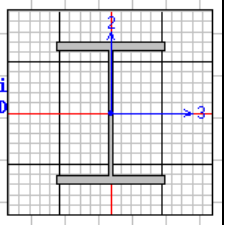
Combinazione quasi permanente

AZIONI SULLE STRUTTURE DI FONDAZIONE			COMBINAZIONI SLE Q.P..	
	Azione	Tipo		
1	Carichi permanenti	Permanente	γ_G=1,0	
2	Carichi permanenti portati	Permanente	γ_Q=1,0	
3	Vento (in pressione sulla copertura)	Variabile	γ_Q=1,0	$\psi_{2,1}$=0,0
4	+ ΔT	Variabile	γ_Q=1,0	$\psi_{2,2}$=0,0
5	Neve	Variabile	γ_G=1,0	$\psi_{2,3}$=0,0

10. VERIFICHE AGLI SLU

Pilastri HEB 400

Frame : 2		X Mid: 2.800		Combo: SLU 2			Design Type: Column		
Length: 4.500		Y Mid: 0.000		Shape: HE400B			Frame Type: DCH-MRF		
Loc : 0.000		Z Mid: 2.250		Class: Class 1			Rolled : Yes		
Country=CEN Default				Combination=Eq. 6.10				Reliabili	
Interaction=Method 2 (Annex B)				MultiResponse=Envelopes				P-Delta D	
GammaM0=1.05		GammaM1=1.00		GammaM2=1.25					
An/Ag=1.00		RLLF=1.000		PLLF=0.750		D/C Lim=0.950			
Aeff=0.020		eNy=0.000		eNz=0.000					
A=0.020		Iyy=5.768E-04		iyy=0.171		Wel,yy=0.003		Weff,yy=0.003	
It=3.610E-06		Izz=1.082E-04		izz=0.074		Wel,zz=7.213E-04		Weff,zz=7.213E-04	
Iw=3.824E-06		Iyz=0.000		h=0.400		Wpl,yy=0.003		Av,z=0.015	
E=199947978.8		fy=344737.894		fu=448159.263		Wpl,zz=0.001		Av,y=0.007	



STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
0.000	-90.901	-311.061	6.375	-22.373	-2.104	-0.014

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO

Governing Equation	Total Ratio		N Ratio		MMajor Ratio		MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check
6.3.3(4)-6.62	0.366	=	0.018	+	0.315	+	0.032	0.950	OK

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity
Axial	-90.901	6500.772	6388.958

Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag
6500.772	6388.958	18796.960	18796.960	1.000

	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	a	0.210	56210.440	0.348	0.576	0.966	6592.933
MajorB(y-y)	a	0.210	56210.440	0.348	0.576	0.966	6592.933
Minor (z-z)	b	0.340	10544.330	0.805	0.926	0.722	4925.679
MinorB(z-z)	b	0.340	10544.330	0.805	0.926	0.722	4925.679
Torsional TF	b	0.340	18796.960	0.603	0.750	0.836	5704.667

MOMENT DESIGN

	Med Moment	Med,span Moment	Mc,Rd Capacity	Mv,Rd Capacity	Mn,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity
Major (y-y)	-311.061	-311.061	1061.136	1061.136	1061.136	985.568
Minor (z-z)	6.375	15.842	362.467	362.467	362.467	

	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1	Mcr
LTB	a	0.210	0.614	0.732	0.885	1.128	2954.172

	kyy	kyz	kzy	kzz
Factors	0.885	0.465	0.998	0.775

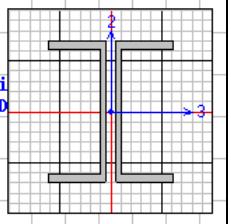
SHEAR DESIGN

	Ved Force	Vc,Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Ted Torsion
Major (z)	22.373	1330.687	0.017	OK	0.014
Minor (y)	2.104	2852.448	0.001	OK	0.014

	Vpl,Rd	Eta	LambdabarW
Reduction	1330.687	1.200	0.366

Corrente superiore: 1+1 UPN 160

Frame : 72		X Mid: 1.800		Combo: SLU 2			Design Type: Beam				
Length: 2.000		Y Mid: 5.060		Shape: 2UPN160/10/			Frame Type: DCH-MRF				
Loc : 0.000		Z Mid: 6.000		Class: Class 1			Rolled : Yes				
Country=CEN Default				Combination=Eq. 6.10						Reliabili	
Interaction=Method 2 (Annex B)				MultiResponse=Envelopes						P-Delta D	
GammaM0=1.05		GammaM1=1.00		GammaM2=1.25							
An/Ag=1.00		RLLF=1.000		PLLF=0.750			D/C Lim=0.950				
Aeff=0.005		eNy=0.000		eNz=0.000							
A=0.005		Iyy=1.849E-05		iyy=0.062			Wel,yy=2.311E-04			Weff,yy=2.311E-04	
It=0.000		Izz=4.321E-06		izz=0.030			Wel,zz=6.173E-05			Weff,zz=6.173E-05	
Iw=0.000		Iyz=0.000		h=0.160			Wpl,yy=2.765E-04			Av,z=0.003	
E=199947978.8		fy=344737.894		fu=448159.263			Wpl,zz=1.120E-04			Av,y=0.002	



STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
0.000	79.851	-9.359	1.493	-11.335	1.499	0.008

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO

Governing Equation	Total Ratio		N Ratio		MMajor Ratio		MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check
6.2.1(7)	0.194	=	0.051	+	0.103	+	0.041	0.950	OK

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity
Axial	79.851	1576.930	1549.806

Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag
1576.930	1549.806	3618.312	3618.312	1.000

	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	c	0.490	9122.076	0.426	0.646	0.883	1462.809
MajorB(y-y)	c	0.490	9122.076	0.426	0.646	0.883	1462.809
Minor (z-z)	c	0.490	2131.773	0.881	1.055	0.611	1012.269
MinorB(z-z)	c	0.490	2131.773	0.881	1.055	0.611	1012.269
Torsional TF	c	0.490	3618.312	0.676	0.846	0.739	1223.949

MOMENT DESIGN

	Med Moment	Med,span Moment	Mc,Rd Capacity	Mv,Rd Capacity	Mn,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity
Major (y-y)	-9.359	-9.359	90.781	90.781	90.781	77.033
Minor (z-z)	1.493	1.493	36.772	36.772	36.772	

	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1	Mcr
LTB	d	0.760	0.459	0.704	0.808	2.362	452.162

	kyy	kyz	kzy	kzz
Factors	1.000	0.600	1.000	1.000

SHEAR DESIGN

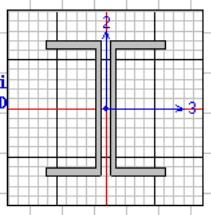
	Ved Force	Vc,Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Ted Torsion
Major (z)	11.335	464.603	0.024	OK	0.008
Minor (y)	1.499	515.215	0.003	OK	0.008

	Vpl,Rd	Eta	LambdabarW
Reduction	464.603	1.200	0.260

CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS

	VMajor Left	VMajor Right
Major (V2)	11.337	4.626

Corrente inferiore: 1+1 UPN 160



Frame : 19 X Mid: -1.000 Combo: SLU 2 Design Type: Brace
Length: 3.727 Y Mid: 0.000 Shape: 2UPN160/10/ Frame Type: DCH-MRF
Loc : 0.000 Z Mid: 5.518 Class: Class 1 Rolled : Yes

Country=CEN Default Combination=Eq. 6.10 Reliabili
Interaction=Method 2 (Annex B) MultiResponse=Envelopes P-Delta D

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

Aeff=0.005 eNy=0.000 eNz=0.000
A=0.005 Iyy=1.849E-05 iyy=0.062 Wel,yy=2.311E-04 Weff,yy=2.311E-04
It=0.000 Izz=4.321E-06 izz=0.030 Wel,zz=6.173E-05 Weff,zz=6.173E-05
Iw=0.000 Iyz=0.000 h=0.160 Wpl,yy=2.765E-04 Av,z=0.003
E=199947978.8 fy=344737.894 fu=448159.263 Wpl,zz=1.120E-04 Av,y=0.002

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
0.000	-79.396	0.838	-0.101	-8.512	-0.675	-0.014

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO

Governing Equation	Total Ratio		N Ratio		MMajor Ratio		MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check
6.3.3(4)-6.62	0.329	=	0.176	+	0.133	+	0.019	0.950	OK

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity
Axial	-79.396	1576.930	1549.806

Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag
1576.930	1549.806	2649.190	2649.190	1.000

	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	c	0.490	2626.977	0.794	0.961	0.666	1102.711
MajorB(y-y)	c	0.490	2626.977	0.794	0.961	0.666	1102.711
Minor (z-z)	c	0.490	613.908	1.642	2.202	0.273	451.331
MinorB(z-z)	c	0.490	613.908	1.642	2.202	0.273	451.331
Torsional TF	c	0.490	2649.190	0.791	0.957	0.668	1106.181

MOMENT DESIGN

	Med Moment	Med,span Moment	Mc,Rd Capacity	My,Rd Capacity	Mn,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity
Major (y-y)	0.838	7.118	90.781	90.781	90.781	52.009
Minor (z-z)	-0.101	-1.648	36.772	36.772	36.772	

	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1	Mcr
LTB	d	0.760	0.857	1.117	0.546	1.477	129.841

	kyy	kyz	kzy	kzz
Factors	0.961	0.274	0.974	0.456

SHEAR DESIGN

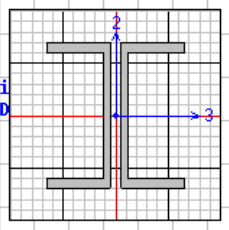
	Ved Force	Vc,Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Ted Torsion
Major (z)	8.512	464.603	0.018	OK	0.014
Minor (y)	0.675	515.215	0.001	OK	0.014

	Vpl,Rd	Eta	LambdabarW
Reduction	464.603	1.200	0.260

BRACE MAXIMUM AXIAL LOADS

	P Comp	P Tens
Axial	-79.406	N/C

Montanti 1+1 UPN 140



Frame : 66 X Mid: 0.800 Combo: SLU 1 Design Type: Column
Length: 0.964 Y Mid: 2.530 Shape: 2UPN140/10/ Frame Type: DCH-MRF
Loc : 0.964 Z Mid: 5.518 Class: Class 1 Rolled : Yes

Country=CEN Default Combination=Eq. 6.10 Reliabili
Interaction=Method 2 (Annex B) MultiResponse=Envelopes P-Delta D

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

Aeff=0.004 eNy=0.000 eNz=0.000
A=0.004 Iyy=1.209E-05 iyy=0.054 Wel,yy=1.727E-04 Weff,yy=1.727E-04
It=0.000 Izz=3.308E-06 izz=0.029 Wel,zz=5.089E-05 Weff,zz=5.089E-05
Iw=0.000 Iyz=0.000 h=0.140 Wpl,yy=2.064E-04 Av,z=0.002
E=199947978.8 fy=344737.894 fu=448159.263 Wpl,zz=9.149E-05 Av,y=0.002

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
0.964	-29.914	0.000	0.248	0.000	-0.259	-0.004

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO

Governing Equation	Total Ratio		N Ratio		MMajor Ratio		MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check
6.2.1(7)	0.031	=	0.022	+	0.000	+	0.008	0.950	OK

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity
Axial	-29.914	1336.926	1313.931

Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag
1336.926	1313.931	6293.448	6293.448	1.000

	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	c	0.490	25658.520	0.234	0.536	0.983	1379.554
MajorB(y-y)	c	0.490	25658.520	0.234	0.536	0.983	1379.554
Minor (z-z)	c	0.490	7020.545	0.447	0.661	0.872	1224.199
MinorB(z-z)	c	0.490	7020.545	0.447	0.661	0.872	1224.199
Torsional TF	c	0.490	6293.448	0.472	0.678	0.858	1204.942

MOMENT DESIGN

	Med Moment	Med,span Moment	Mc,Rd Capacity	Mv,Rd Capacity	Mn,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity
Major (y-y)	0.000	0.000	67.766	67.766	67.766	59.628
Minor (z-z)	0.248	0.248	30.038	30.038	30.038	

	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1	Mcr
LTB	d	0.760	0.417	0.670	0.838	1.000	408.750

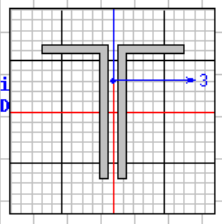
	kyy	kyz	kzy	kzz
Factors	1.001	0.361	0.999	0.601

SHEAR DESIGN

	Ved Force	Vc,Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Ted Torsion
Major (z)	0.000	381.388	0.000	OK	0.004
Minor (y)	0.259	453.419	0.001	OK	0.004

	Vpl,Rd	Eta	LambdabarW
Reduction	381.388	1.200	0.240

Diagonali: 1+1 L 80x40x5



Frame : 23 X Mid: 1.800 Combo: SLU4 Design Type: Brace
Length: 2.220 Y Mid: 0.000 Shape: 2L80X40X5/6/ Frame Type: DCH-MRF
Loc : 0.000 Z Mid: 5.518 Class: Class 4 Rolled : Yes

Country=CEN Default Combination=Eq. 6.10 Reliabili
Interaction=Method 2 (Annex B) MultiResponse=Envelopes P-Delta D

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

Aeff=9.909E-04 eNy=0.010 eNz=0.000
A=0.001 Iyy=0.000 iyy=0.026 Wel,yy=1.469E-05 Weff,yy=5.195E-05
It=0.000 Izz=0.000 izz=0.016 Wel,zz=6.544E-06 Weff,zz=6.542E-06
Iw=0.000 Iyz=0.000 h=0.080 Wpl,yy=2.606E-05 Av,z=3.320E-04
E=199947978.8 fy=344737.894 fu=448159.263 Wpl,zz=1.327E-05 Av,y=8.000E-04

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
0.000	-33.305	0.000	0.044	-0.089	0.010	5.359E-04

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO

Governing Equation	Total Ratio		N Ratio		MMajor Ratio		MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check
6.3.3(4)-6.62	0.353	=	0.312	+	0.022	+	0.019	0.950	OK

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity			
Axial	-33.305	325.334	374.625			

	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag
	381.182	374.625	470.196	100.900	1.000

	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	b	0.340	305.467	1.057	1.205	0.561	191.647
MajorB(y-y)	b	0.340	305.467	1.057	1.205	0.561	191.647
Minor (z-z)	b	0.340	112.644	1.741	2.278	0.267	91.156
MinorB(z-z)	b	0.340	112.644	1.741	2.278	0.267	91.156
Torsional TF	b	0.340	100.900	1.840	2.472	0.243	82.878

MOMENT DESIGN

	Med Moment	Med,span Moment	Mc,Rd Capacity	Mv,Rd Capacity	Mn,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity
Major (y-y)	0.000	0.050	17.055	17.055	17.055	12.109
Minor (z-z)	0.044	0.044	2.148	2.148	2.148	

	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1	Mcr
LTB	d	0.760	0.650	0.882	0.676	1.316	11.988

	kyy	kyz	kzy	kzz
Factors	1.035	0.947	0.978	0.947

SHEAR DESIGN

	Ved Force	Vc,Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Ted Torsion
Major (z)	0.089	151.645	0.001	OK	0.000
Minor (y)	0.010	62.933	0.000	OK	0.000

	Vpl,Rd	Eta	LambdabarW
Reduction	151.645	1.200	0.210

BRACE MAXIMUM AXIAL LOADS

	P Comp	P Tens
Axial	67.987	N/C

11. VERIFICHE AGLI SLE

La freccia totale massima in copertura vale:

$f_{v,max}$ = 5,56 cm

che risulta circa pari a L /101 (il limite di deformabilità per gli sbalzi è L/100).

La freccia massima in copertura dovuta ai carichi variabili vale:

$f_{v,max}$ = 4,16 cm

che risulta circa pari a L /135 (il limite di deformabilità per gli sbalzi è L/125).