



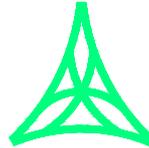
REGIONE AUTONOMA FRIULI VENEZIA GIULIA

DIREZIONE CENTRALE
INFRASTRUTTURE, MOBILITA', PIANIFICAZIONE TERRITORIALE E LAVORI PUBBLICI

SOGGETTO DELEGATARIO:



PROGETTAZIONE:



S.p.A. AUTOVIE VENETE

34123 TRIESTE - Via V. Locchi, 19 - tel. 040/3189111
 Società soggetta all'attività di direzione e coordinamento da parte di
 Friulia S.p.A. - Finanziaria Regionale Friuli-Venezia Giulia

CONCESSIONARIA AUTOSTRADE
 A4 VENEZIA - TRIESTE
 A23 PALMANOVA - UDINE
 A28 PORTOGRUARO - CONEGLIANO

COLLEGAMENTO TRA LA S.S. 13 PONTEBBANA E LA A23 TANGENZIALE SUD DI UDINE (II LOTTO)

AGGIORNAMENTO PROGETTO DEFINITIVO dd.14.12.2006

OPERE DI PROTEZIONE ACUSTICA

Barriere fonoassorbenti e fonoriflettenti

Relazione tecnica e di calcolo

TEMATICA

Q

N. ALLEGATO e SUB.ALL.

01.01 .0.0

REV.	DATA	DESCRIZIONE	DF REDATTO	FA VERIFICATO	EP APPROVATO
3					
2					
1					
0	30.08.2012	EMISSIONE			

COORDINAMENTO E PROGETTAZIONE GENERALE:

S.p.A. AUTOVIE VENETE :

dott. ing. Edoardo PELLA

dott. ing. Stefano DI SANTOLO



IL CAPO PROGETTA:

dott. ing. Edoardo PELLA

PROGETTAZIONE SPECIALISTICA:

Strutture :

dott. ing. Marco SCAGNETTI



IL DIRETTORE DELL'AREA OPERATIVA:

dott. ing. Enrico RAZZINI

IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO:

NOME FILE:
1207Q0101000.pdf

DATA PROGETTO:
30.08.2012

312TN

CODICE MASTRO

12

ANNO

07

N. PROGETTO

0

REVISIONE

INDICE

	Pag.
1	PREMESSA.....3
2	DESCRIZIONE DELLE OPERE5
3	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....6
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....8
5	CARATTERISTICHE DEL TERRENO DI FONDAZIONE11
6	DESCRIZIONE DEI CRITERI DI ANALISI E VERIFICA12
7	STRUMENTI DI CALCOLO.....14
8	CLASSIFICAZIONE DELLE MEMBRATURE IN CATEGORIE DI DUTTILITA'15
9	ANALISI DEI CARICHI.....19
9.1	PESI PROPRI.....19
9.2	PESI PERMANENTI PORTATI.....19
9.3	VENTO19
9.4	AZIONI DELLA TEMPERATURA.....24
10	COEFFICIENTI SISMICI UTILIZZATI.....25
10.1	SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO STATO LIMITE DI DANNO (SLD).....28
10.2	SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA (SLV) 30
11	COMBINAZIONI DI CARICO32
12	VERIFICA DEGLI ELEMENTI AGLI S.L.U.....34
12.1	MONTANTI HEB 180 – PER PANNELLI H = 2,00 M (ALTEZZA ELEMENTO H = 3,90 M)34
12.2	MONTANTI HEB 180 – PER PANNELLI H = 3,00 M (ALTEZZA ELEMENTO H = 4,20 M)36
12.3	MONTANTI HEB 180 – PER PANNELLI H = 3,50 M (ALTEZZA ELEMENTO H = 4,00 M)38
12.4	VERIFICA PROFILO40
12.4.1	Resistenza assiale41
12.4.2	Resistenza a flessione41
12.4.3	Resistenza a taglio42
12.4.4	Resistenza combinata42
12.5	VERIFICA PIASTRA DI BASE43
13	VERIFICHE FONDAZIONE.....46
13.1	CALCOLO SOLLECITAZIONI TERRENO46
13.2	CALCOLO PORTANZA PALO DI FONDAZIONE47
13.3	VERIFICA PORTANZA PALI DI FONDAZIONE52
13.3.1	Verifica per pannelli h = 2,00 m.....53
13.3.2	Verifica per pannelli h = 3,00 m.....54
13.3.3	Verifica per pannelli h = 3,50 m.....55
13.4	VERIFICA DELLA SEZIONE DELLA TRAVE DI COLLEGAMENTO.....56
13.4.1	Verifica a torsione56
13.4.2	Verifiche a taglio58
13.4.3	Verifiche per contemporaneità di torsione e taglio.....60
13.5	VERIFICA DELLA DI RESISTENZA PALI DI FONDAZIONE.....61

13.5.1	Verifica a compressione	61
13.5.2	Verifica a taglio anima in acciaio	61
13.5.3	Verifica a flessione anima in acciaio	61
14	DESCRIZIONE DELLE OPERE	63
15	NORMATIVA DI RIFERIMENTO E CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	64
16	CRITERI DI ANALISI E VERIFICA, STRUMENTI DI CALCOLO E CLASSIFICAZIONE MENBRATURE	65
17	ANALISI DEI CARICHI	66
17.1	PESI PROPRI	66
17.2	PESI PERMANENTI PORTATI	66
17.3	VENTO	66
17.4	AZIONI DELLA TEMPERATURA	69
18	COEFFICIENTI SISMICI E COMBINAZIONI DI CARICO	70
19	VERIFICA DEGLI ELEMENTI AGLI S.L.U.	71
19.1	MONTANTI HEA 140 – PER PANNELLI H = 2,00 M	71
19.2	VERIFICA PROFILO	73
19.2.1	Resistenza assiale	74
19.2.2	Resistenza a flessione	74
19.2.3	Resistenza a taglio	75
19.2.4	Resistenza combinata	75
19.3	VERIFICA PIASTRA DI BASE	76

1 PREMESSA

La presente relazione di calcolo fornisce l'analisi dei principali elementi strutturali costituenti le barriere fonoassorbenti, il cui posizionamento è previsto in corrispondenza dell'intersezione della viabilità di progetto con la s.s. n. 353, nell'ambito del Progetto Definitivo del "Collegamento Viario tra la s.s. n. 13 e la A23 – Tangenziale Sud di Udine", II lotto, dalla s.s. n. 13 alla s.s. n. 353.

BARRIERE FONO ASSORBENTI SU ASSI D ed E

2 DESCRIZIONE DELLE OPERE

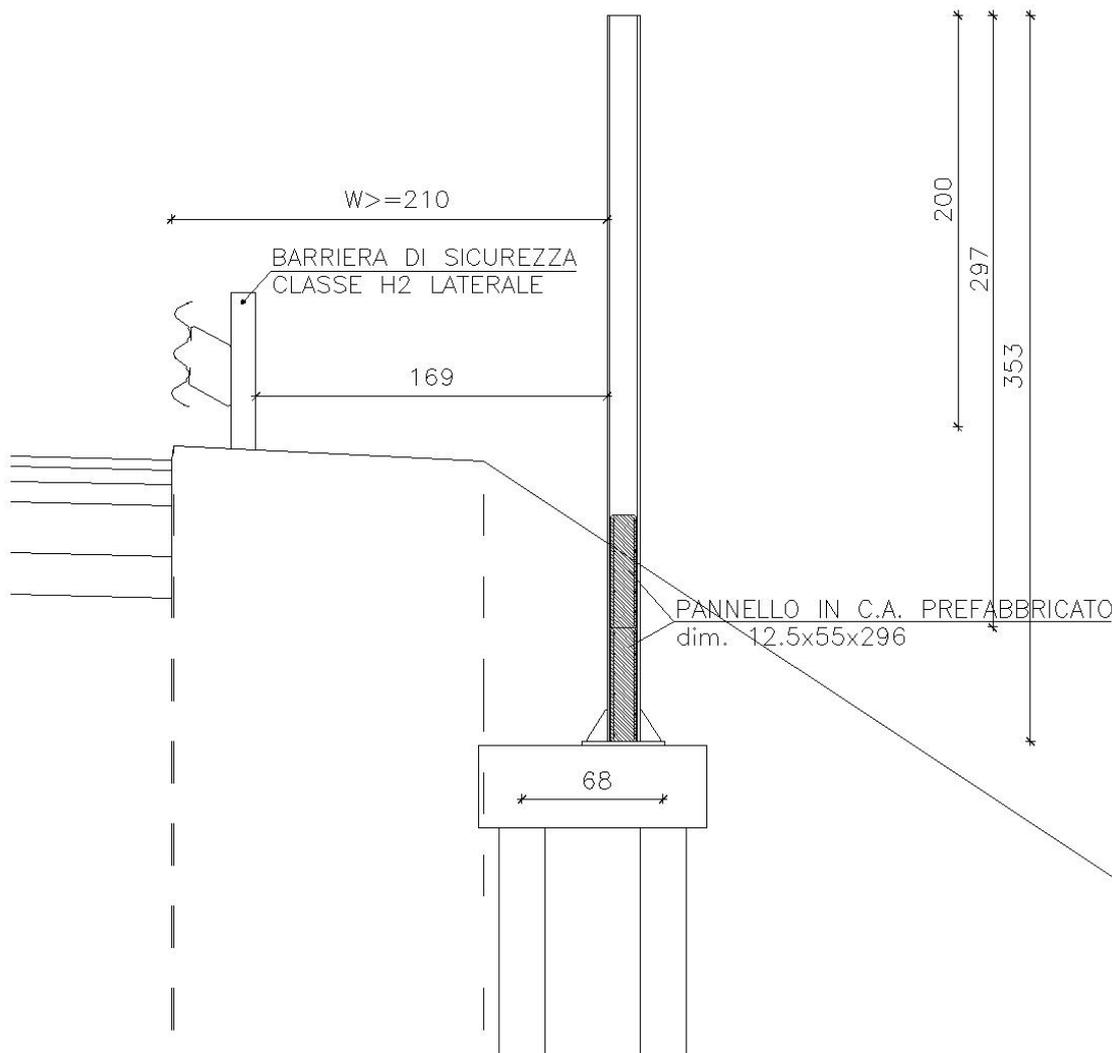
L'intersezione della viabilità di progetto con la s.s. n. 353 avviene per mezzo di una rotatoria, dalla quale si dipartono le corsie di accelerazione/decelerazione per l'accesso/uscita dalla viabilità di progetto; quest'ultima si sviluppa in rilevato prima e dopo la rotatoria, e su viadotto in corrispondenza dalle rotatoria stessa.

Le barriere fonoassorbenti previste hanno un'altezza variabile da 2,00m a 3,50m, a seconda della zona in cui vengono posizionate.

La struttura portante è costituita da montanti in acciaio S355, realizzati con profili HEB 180, disposti ad interasse di 3,00m, tra i quali sono disposti i pannelli fonoassorbenti.

L'aggancio di questi con la struttura di fondazione avviene mediante una piastra flangiata, di dimensione 450x410mm, e bulloni / tirafondi $\phi 24$.

Alla presente relazione sono allegate le tavole di progetto, alle quali si rimanda per una descrizione più completa e dettagliata delle opere viste.



Sezione Tipo

3 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- L. n° 1086, 5/11/1971 e relative istruzioni emanate con Circ. n.11951 del 14/02/1974 - Norme per la 'disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato normale e precompresso e per le strutture metalliche;
- L. n° 64 del 2/02/1974 - Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;

Azioni sulle costruzioni:

- D.M. 14/01/2008-cap. 2, cap. 7 - Norme tecniche per le costruzioni;
- CIRCOLARE 2-2-2009, cap.2, cap.7 – istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al decreto ministeriale 14/01/2008;
- UNI EN 1998-1, 2005 - Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici;
- UNI EN 1998-5, 2005 - Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici;
- CNR - DT 207 / 2008 – Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni

Norme per opere in c.a. e c.a.p.:

- D.M. 14/01/2008 cap.4, cap.7 - Norme tecniche per le costruzioni;
- CIRCOLARE 2-2-2009, cap.4, cap.7 – istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al decreto ministeriale 14/01/2008;
- UNI EN 1992-1-1, 2005- Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture in calcestruzzo. Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici;

Norme per opere in acciaio:

- D.M. 14/01/2008, cap.4, cap.7 - Norme tecniche per le costruzioni;
- CIRCOLARE 2-2-2009, cap.4, cap.7 – istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al decreto ministeriale 14/01/2008;
- UNI EN 1993-1-2, 2005 - Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture in acciaio - Parte 1-1 - Regole generali e regole per gli edifici;
- UNI EN 1993-1-3, 2007 - Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture in acciaio - Parte 1-3 - Regole generali - Regole supplementari per l'impiego dei profilati e delle lamiere sottili piegati a freddo;
- UNI EN 1993-1-5, 2007 - Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture in acciaio - Parte 1-5 - elementi strutturali a lastra;
- UNI EN 1993-1-7, 2002 - Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture in acciaio - Parte 1-7 - Regole generali - Regole supplementari per lastre ortotrope caricate al di fuori del loro piano;

Norme per le opere di fondazione:

- D.M. 14/01/2008, cap. 6, cap. 7 - Norme tecniche per le costruzioni;

- CIRCOLARE 2-2-2009, cap.6, cap.7 – istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 14/01/2008;

Specifiche calcestruzzo:

- UNI EN 206-1, 2006 - Calcestruzzo - Parte 1: specificazione, prestazione, produzione e conformità;
- UNI 11104, 2004 - Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1;
- UNI ENV 13670-1, 2001 - Esecuzione di strutture di calcestruzzo - Requisiti comuni;

Specifiche acciaio da armatura:

- UNI EN 10293, 2006 - Getti di acciaio per impieghi tecnici generali;

Specifiche acciaio per strutture metalliche e per strutture composte

- UNI EN 10025, 2005 - Prodotti laminati a caldo di acciai per impieghi strutturali;
- UNI EN 10210, 1996 - Profili cavi finiti a caldo di acciai non legati e a grano fine per impieghi strutturali;
- UNI EN 10219-1, 1999 - Profili cavi formati a freddo di acciai non legati e a grano fine per strutture saldate;

Specifiche acciaio per bulloni

- UNI EN ISO 4016, 2002 - Viti a testa esagonale con gambo parzialmente filettato - Categoria C;
- UNI 5592, 1968 - Dadi esagonali normali. Filettatura metrica ISO a passo grosso e a passo fine. Categoria C;
- UNI EN ISO 898-1, 2001 - Caratteristiche meccaniche degli elementi di collegamento di acciaio;
- UNI 3740

Specifiche riguardanti i procedimenti di saldatura

- UNI EN ISO 4063, 2001 - Saldatura, brasatura forte, brasatura dolce e saldobrasatura dei metalli;
- EN 1011 - parti da 1 a 3, 2005 - Saldatura - Raccomandazioni per la saldatura dei materiali metallici;
- EN 9692, 1996 - Saldatura ad arco con elettrodi rivestiti, saldatura ad arco in gas protettivo e saldatura a gas. Preparazione dei giunti per l'acciaio;
- UNI 8030, 1979 - Fili pieni per saldatura ad arco sommerso di acciai non legati o ad alto limite di snervamento e relativi supporti. Dimensioni, classificazione e condizioni di fornitura;
- UNI 8410, 1983 - Fili e bacchette di acciaio per saldatura in gas protettivo e ad arco sommerso. Dimensioni, classificazione e condizioni tecniche generali di fornitura;
- UNI EN 756, 2004 - Materiali di apporto per saldatura. Fili ed abbinamenti filo-flusso per saldatura ad arco sommerso di acciai non legati e a grano fino. Classificazione.

4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Calcestruzzi non armati PER STRUTTURE DI SOTTOFONDAZIONE C12/15

Con riferimento alla classificazione di cui al §3.1 della UNI 11104 il calcestruzzo dovrà avere la classe di esposizione **X0**. Il calcestruzzo dovrà inoltre rispettare le seguenti caratteristiche di cui al Prospetto 4 della UNI 11104:

- rapporto A/C non maggiore di 0,60;
- dosaggio di cemento non minore di 200kg/mc;
- cemento tipo II 32,5 (UNI ENV 450);
- consistenza del calcestruzzo "semifluida" di classe S3;
- aggregati di tipo non gelivo vagliato e lavato;
- diametro massimo inerte: 25mm;
- contenuto massimo di cloruri: 1,00%;

resistenza caratteristica cubica	$R_{ck} =$	15,00	MPa
resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck} = 0,83R_{ck} =$	12,45	MPa

Calcestruzzo C28/35 PER OPERE DI FONDAZIONE

Con riferimento alla classificazione di cui al §3.1 della UNI 11104 il calcestruzzo dovrà avere la classe di esposizione **XC2**. Il calcestruzzo dovrà inoltre rispettare le seguenti caratteristiche di cui al Prospetto 4 della UNI 11104:

- rapporto A/C non maggiore di 0,50;
- dosaggio di cemento non minore di 340kg/mc;
- cemento tipo I 32,5 R (UNI EN 450);
- consistenza del calcestruzzo "semi fluida" di classe S3;
- aggregati di tipo non gelivo vagliato e lavato;
- diametro massimo inerte: 20mm;
- contenuto massimo di cloruri: 0,20%;
- copriferro: 30mm.

resistenza caratteristica cubica	$R_{ck} =$	35,00	MPa
resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck} = 0,83R_{ck} =$	29,05	MPa
resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm} = 0,30 f_{ck} 2/3 =$	2,83	MPa
resistenza media a flessione	$f_{ctfm} = 1,2 \cdot f_{ctm} =$	3,40	MPa
resistenza caratteristica a trazione semplice (5%)	$f_{ctk} = 0,7 f_{ctm} =$	1,98	MPa
resistenza caratteristica a trazione semplice (95%)	$f_{ctk} = 1,3 \cdot f_{ctm} =$	3,69	MPa
modulo di Young	$E_c = 5700 R_{ck}^{1/2} =$	33.722,00	MPa
	$G =$	14.661,74	MPa
coefficiente di sicurezza del calcestruzzo - SLU	$\gamma_c =$	1,50	

resistenza di calcolo a compressione - SLU	$f_{cd} = 0,85 \cdot f_{ck} / \gamma_c =$	16,46	MPa
resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLU	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c =$	1,32	MPa
massima tensione di compressione in ESERCIZIO			
	comb. rara	$\sigma_{c\ ad} = 0,60 \cdot f_{ck} =$	17,43 MPa
	comb. quasi permanente	$\sigma_{c\ ad} = 0,45 \cdot f_{ck} =$	13,07 MPa
peso specifico		p.s. =	25,00 KN/m ³

Acciaio lento B450Cda ARMATURA

Per le armature si impiega un **acciaio in barre ad aderenza migliorata** controllato in stabilimento del tipo B450C , con le seguenti caratteristiche:

tensione caratteristica a rottura	$f_{tk} =$	540,00	MPa
tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} =$	450,00	MPa
modulo di young	$E_s =$	210.000,00	MPa
coefficiente di sicurezza dell'acciaio - SLU	$\gamma_p =$	1,15	
resistenza di calcolo - SLU	$f_{yd} =$	391,30	MPa
massima tensione in ESERCIZIO comb. Caratt. (RARA)	$\sigma_{af\ ad} = 0,80 \cdot f_{yk} =$	360,00	MPa

che soddisfi i seguenti rapporti minimi

$f_y > f_{y\ nom}$	(frattile 5%)
$f_{tk} > f_{t\ nom}$	(frattile 5%)
$(A_{gt})_k \geq 7,5\%$	(frattile 10%)
$(f_y / f_{y\ nom}) \leq 1,25$	(frattile 10%)
$1,15 \leq (f_t / f_y)_k < 1,35$	(frattile 10%)
peso specifico	p.s. = 78,50 KN/m ³

Diametro del mandrino per le prove di piegamento a 90° e successivo raddrizzamento senza cricche:

$\phi < 12\ mm$	4 ϕ
$12 \leq \phi \leq 16\ mm$	5 ϕ
$16 \leq \phi \leq 25\ mm$	8 ϕ
$25 \leq \phi \leq 40\ mm$	10 ϕ

Acciaio S355J2 (UNI EN 10025-5) PER ELEMENTI SALDATI, PIASTRE E PROFILI LAMINATI

tensione caratteristica a rottura	$f_{tk} =$	510,00	MPa
tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} =$	355,00	MPa
resilienza a -20°C		$\geq 27J$	
modulo di young	$E_s =$	210.000,00	

TIRAFONDI CLASSE 5.8 (NORMALI - UNI 3740)

tensione a rottura	$f_{tkb} =$	500,00	MPa
tensione di snervamento	$f_{ykb} =$	400,00	MPa
coefficiente di sicurezza- SLU	$\gamma_{Mb} =$	1,25	
resistenza di progetto a trazione	$f_{dN} =$	320,00	MPa
resistenza di progetto a taglio	$f_{dV} =$	184,70	MPa

SALDATURE A COMPLETA PENETRAZIONE I CLASSE (UNI 5132)

In riferimento alla tabella 11.3.XI del T.U.2008 si prescrive:

- materiale base S355J0 $f_d = 308,39$ Mpa
- spessore minimo $s \leq 30$ mm
- livello MEDIO dei requisiti di qualità secondo la norma UNI EN ISO 3834-3:2006
- livello COMPLETO di conoscenza tecnica del personale di coordinamento della saldatura secondo la norma UNI EN 719:1996

SI RICHIEDE PROTEZIONE DEGLI ELEMENTI IN ACCIAIO MEDIANTE ZINCATURA A CALDO E VERNICIATURA

5 CARATTERISTICHE DEL TERRENO DI FONDAZIONE

Per la caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione sono state condotte, tra il 1982 ed il 2005 una serie di campagne geognostiche. In particolare per quanto riguarda il tratto in oggetto si considera il sondaggio S1-1, spinto fino ad una profondità di 12 m dal piano campagna, realizzato a cura del dott. geol. M. Fogato nel 1988.

Si tratta di terreni dalle buone caratteristiche di resistenza; di seguito si riportano i valori caratteristici dei parametri geotecnici utilizzati nei calcoli:

Ghiaie compatte con sabbia

- $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$ – peso di volume;
- $\phi = 35^\circ$ – angolo di resistenza al taglio – in condizioni non drenate;
- $c = 0 \text{ kPa} = 0,0 \text{ kg/cm}^2$ – coesione;

Per quanto riguarda il terreno di riporto per il ripristino del rilevato stradale, si sono assunte le seguenti caratteristiche geotecniche:

- $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$ – peso di volume;
- $\phi = 33^\circ$ – angolo di resistenza al taglio – in condizioni non drenate;
- $c = 0 \text{ kPa} = 0,0 \text{ kg/cm}^2$ – coesione;

6 DESCRIZIONE DEI CRITERI DI ANALISI E VERIFICA

Si eseguono le verifiche di sicurezza relative agli stati limite ultimi (SLU) e le analisi relative alle condizioni di esercizio (SLE).

L'analisi è stata condotta in ambito elastico lineare secondo il metodo degli stati limite.

Le combinazioni statiche allo stato limite ultimo e allo stato limite di esercizio seguono le leggi di seguito elencate:

- combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli **stati limite ultimi (SLU)**

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_p \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- combinazione **caratteristica (rara)**, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (**SLE**) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- combinazione **frequente**, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (**SLE**) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- combinazione **quasi permanente (SLE)**, generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine :

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

La combinazione di carico **sismica** per vari stati limite presi in esame è:

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

dove :

G_1 : carichi permanenti

G_2 : carichi permanenti portanti

P : precompressione (nello specifico assente)

E : azione sismica

ψ_{2j} : coefficienti di combinazione

Q_{kj} : azione dovuta a carichi accidentali

L'azione sismica E verrà calcolata per lo SLV e per lo SLD.

Si effettuano le **verifiche della capacità portante** e strutturali secondo l'**APPROCCIO 2 (A1+M1+R3)** (cap. 6.5 N.T.C.2008).

Coefficienti **A1** da applicare alle azioni (tab.6.2.I delle N.T.C.2008):

permanente sfavorevole	$\gamma_p =$	1,30
permanente favorevole	$\gamma_p =$	1,00
variabile sfavorevole	$\gamma_q =$	1,50
variabile favorevole	$\gamma_q =$	0,00

Coefficienti **M1** per i parametri geotecnici del terreno (tab.6.2.II delle N.T.C.2008):

peso dell'unità di volume	$\gamma_r =$	1,00
tangente all'angolo di resistenza al taglio	$\gamma \tan \phi =$	1,00
coesione efficace	$\gamma_c =$	1,00
resistenza non drenata	$\gamma_{cu} =$	1,00

Coefficienti **R3** da applicare alle resistenze caratteristiche (tab.6.4.I delle N.T.C.2008):

capacità portante	$\gamma_{R3\ cp} =$	1,40
dimensionamento strutturale	$\gamma_{R3\ ds} =$	1,00

oppure per fondazioni profonde (tab.6.4.II delle N.T.C.2008):

Pali Infissi	Base	$\gamma_b =$	1,15
	Laterale in compressione	$\gamma_s =$	1,15
	Totale	$\gamma_t =$	1,15
	Laterale di trazione	$\gamma_{st} =$	1,25
Pali Trivellati	Base	$\gamma_b =$	1,35
	Laterale in compressione	$\gamma_s =$	1,15
	Totale	$\gamma_t =$	1,30
	Laterale di trazione	$\gamma_{st} =$	1,25
Pali ad elica continua	Base	$\gamma_b =$	1,30
	Laterale in compressione	$\gamma_s =$	1,15
	Totale	$\gamma_t =$	1,25
	Laterale di trazione	$\gamma_{st} =$	1,25

Sotto l'effetto dell' azione sismica di progetto, le **verifiche sismiche** devono essere effettuate ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e impiegando i parametri geotecnici e le resistenze di progetto, con i coefficienti parziali delle condizioni statiche.

7 STRUMENTI DI CALCOLO

La presente relazione di calcolo è stata redatta con l'utilizzo del seguente supporto:

SISTEMI OPERATIVI E PACCHETTI APPLICATIVI

- pacchetto MICROSOFT OFFICE: Word, Excel;

SOFTWARE PER L'INGEGNERIA

MODELLAZIONE ED ANALISI AGLI ELEMENTI FINITI

- codice ad elementi finiti STRAUS7 per applicazioni lineari e non lineari, statiche e dinamiche (Strand7 Pty Ltd);

CALCOLO STRUTTURALE

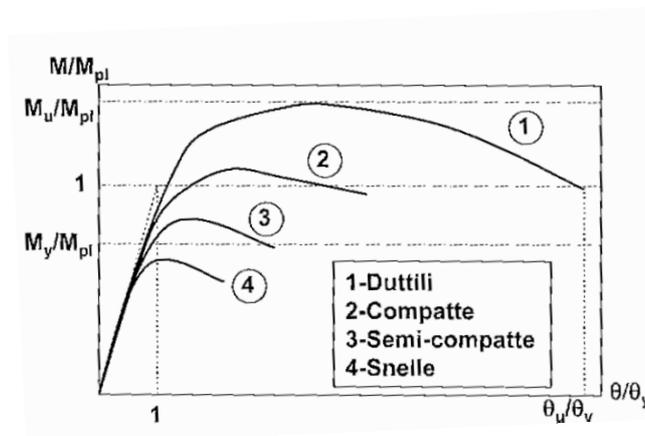
- programma Profili_v6 (Gelfi) per le verifiche secondo EC3 (NT2008) di profili e collegamenti in acciaio.
- programma VCA.SLU (Gelfi) per la verifica di di sezioni in c.a. secondo D.M. 14/01/2008.

8 CLASSIFICAZIONE DELLE MEMBRATURE IN CATEGORIE DI DUTTILITA'

Si utilizza la classificazione delle sezioni trasversali proposta al punto 4.2.3.1 del D.M.14/01/2008 (analoga a quella adottata dall'EC3 -CEN, EN 1993-1-1,2004), che si basa semplicemente sul rapporto di snellezza locale b/t , essendo b e t rispettivamente la larghezza e lo spessore degli elementi compressi che costituiscono la sezione, indipendentemente dalla loro interazione, e trascurando variazione del momento flettente lungo l'asse della membratura strutturale.

In accordo con l'EC3, infatti, il momento resistente della sezione trasversale di una membratura di acciaio dipende dalla classe della sezione.

Sono definite 4 classi di comportamento:



Classi di comportamento delle sezioni trasversali di membrature inflesse

dove:

M_u : momento flettente di piena plasticizzazione in regime incruente;

distinte in base al valore del rapporto di snellezza locale delle parti compresse della sezione, misurato mediante il parametro di snellezza meccanica così determinato:

$$\bar{\lambda} = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

per semplificare il calcolo, considerato il fatto che il modulo di Young non dipende dalla qualità dell'acciaio utilizzato, la Norma Europea introduce il seguente coefficiente:

$$\varepsilon = \sqrt{235 / f_y}$$

che vale:

$$\varepsilon = 1,00 \quad \text{per l'acciaio S235,}$$

$$\varepsilon = 0,92 \quad \text{per l'acciaio S275}$$

$$\varepsilon = 0,81 \quad \text{per l'acciaio S355.}$$

In tal modo i limiti sui valori della snellezza meccanica $\bar{\lambda}$ vengono trasformati, convenientemente, in limite

sul rapporto di snellezza geometrica $\lambda = b/t$.

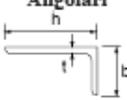
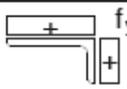
		Parti interne compresse				
		Inflexione intorno all'asse		Inflexione intorno all'asse		
Classe	Parte soggetta a flessione	Parte soggetta a compressione	Parte soggetta a flessione e a compressione			
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
1	$c/t \leq 72\epsilon$	$c/t \leq 33\epsilon$	quando $\alpha > 0,5: c/t \leq \frac{30\epsilon}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5: c/t \leq \frac{3\epsilon}{\alpha}$			
2	$c/t \leq 83\epsilon$	$c/t \leq 38\epsilon$	quando $\alpha > 0,5: c/t \leq \frac{45\epsilon}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5: c/t \leq \frac{41,5\epsilon}{\alpha}$			
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
3	$c/t \leq 124\epsilon$	$c/t \leq 42\epsilon$	quando $\psi > -1: c/t \leq \frac{42\epsilon}{0,07 + 0,33\psi}$ quando $\psi \leq -1: c/t \leq 62\epsilon(1 - \psi)\sqrt{(-\psi)}$			
$\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	f_{yk}	235	275	355	420	400
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

*) $\psi \leq -1$ si applica se la tensione di compressione $\sigma \leq f_{yk}$ o la deformazione a trazione $\epsilon_y > f_{yk}/E$

Tab.4.2.I delle N.T.C.2008- Massimi rapporti larghezza spessore per parti compresse

		Piattabande esterne				
		Profilati laminati a caldo		Sezioni saldate		
Classe	Piattabande esterne soggette a compressione	Piattabande esterne soggette a flessione e a compressione				
		Con estremità in compressione		Con estremità in trazione		
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
1	$c/t \leq 9\epsilon$		$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
2	$c/t \leq 10\epsilon$		$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
3	$c/t \leq 14\epsilon$		$c/t \leq 21\epsilon\sqrt{k_e}$ Per k_e vedere EN 1003-1-5			
$\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	f_{yk}	235	275	355	420	400
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Tab.4.2.II delle N.T.C.2008- Massimi rapporti larghezza spessore per parti compresse

Angolari																			
																			
Riferirsi anche alle piattabande esterne (v. Tab 4.2.II) Non si applica agli angoli in contatto continuo con altri componenti																			
Classe	Sezione in compressione																		
Distribuzione delle tensioni sulla sezione (compressione positiva)																			
	$\frac{h}{t} \leq 15\epsilon$ $\frac{b+h}{2t} \leq 11,5\epsilon$																		
Sezioni Tubolari																			
																			
Classe	Sezione inflessa e/o compressa																		
1	$d/t \leq 50\epsilon^2$																		
2	$d/t \leq 70\epsilon^2$																		
3	$d/t \leq 90\epsilon^2$ (Per $d/t > 90\epsilon^2$ vedere EN 1003-1-0)																		
$\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	<table border="1"> <tr> <th>f_{yk}</th> <td>235</td> <td>275</td> <td>355</td> <td>420</td> <td>460</td> </tr> <tr> <th>ϵ</th> <td>1,00</td> <td>0,92</td> <td>0,81</td> <td>0,75</td> <td>0,71</td> </tr> <tr> <th>ϵ^2</th> <td>1,00</td> <td>0,85</td> <td>0,66</td> <td>0,56</td> <td>0,51</td> </tr> </table>	f_{yk}	235	275	355	420	460	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71	ϵ^2	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51
	f_{yk}	235	275	355	420	460													
ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71														
ϵ^2	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51														

Tab.4.2.III delle N.T.C.2008- Massimi rapporti larghezza spessore per parti compresse

Il valore del rapporto di snellezza locale b/t indica la sensibilità dell'elemento alla crisi per instabilità locale.

La classificazione della sezione composta corrisponde al valore di classe più alto tra quello dei suoi elementi strutturali.

Il momento resistente di progetto è fornito dalle seguenti espressioni a seconda della classe:

sezioni di classe 1 e 2 $M_{pl,Rd} = W_{pl} f_y / \gamma_{M0}$

sezioni di classe 3 $M_{c,Rd} = W_{el} f_y / \gamma_{M0}$

sezioni di classe 4 $M_{c,Rd} = W_{eff} f_y / \gamma_{M1}$

dove γ_{M0} e γ_{M1} sono i coefficienti parziali di sicurezza del materiale.

In termini di resistenza le classi 1 e 2 sono equivalenti, la differenza è stabilita dalla normativa europea sulla base della capacità di rotazione plastica. In particolare, per le sezioni di classe 1 tale capacità è tanto ampia da consentire il calcolo a rottura; per le sezioni di classe 2, invece, è richiesta l'analisi non-lineare al passo, con controllo sulla rotazione plastica richiesta.

Le membrature snelle potranno, in ogni caso, essere impiegate solo in zone di bassa sismicità.

Dato che le sezioni sono soggette e presso-tenso flessione è necessario classificarle sia come parte soggetta a flessione che come parte soggetta a compressione:

Classificazione - EC3 #5.5.2

HE 300 A Acciaio S355 (Fe510) fy (N/mm2) 355

$$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0,814$$

A L A	$\frac{c}{t_f \epsilon} = \frac{150}{14 \times 0,81} = 13,17$	
	FLESSIONE Mz $11 < \frac{c}{t_f \epsilon} \leq 17,4$ Classe 3	COMPRESSIONE $11 < \frac{c}{t_w \epsilon} \leq 15$ Classe 3

A N I M A	$\frac{d}{t_w \epsilon} = \frac{208,0}{8,5 \times 0,81} = 30,08$	
	FLESSIONE My $0 < \frac{d}{t_w \epsilon} \leq 72$ Classe 1	COMPRESSIONE $0 < \frac{d}{t_w \epsilon} \leq 33$ Classe 1

Classe Presso-Flessione 3 ?

la classificazione della sezione soggetta a flessione e a compressione risulta: CLASSE 3

Classificazione - EC3 #5.5.2

HE 240 A Acciaio S355 (Fe510) fy (N/mm2) 355

$$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0,814$$

A L A	$\frac{c}{t_f \epsilon} = \frac{120}{12 \times 0,81} = 12,29$	
	FLESSIONE Mz $11 < \frac{c}{t_f \epsilon} \leq 17,4$ Classe 3	COMPRESSIONE $11 < \frac{c}{t_w \epsilon} \leq 15$ Classe 3

Prendendo in considerazione l'anima ad altezza variabile:

FLESSIONE: $d/(t_w \cdot \epsilon) = 32,70 \leq 72$ CLASSE 1

COMPRESSIONE: $d/(t_w \cdot \epsilon) = 32,70 \leq 72$ CLASSE 1

9 ANALISI DEI CARICHI

9.1 PESI PROPRI

I pesi propri che interessano il calcolo sono:

Profilo HEB 180: 0,512 kN/m

9.2 PESI PERMANENTI PORTATI

I pesi permanenti portati che interessano il calcolo sono:

Pannelli fonoassorbenti: 5,00 kN/m²

Pannello in c.a. prefabbricato: 25,00 kN/m³

9.3 VENTO

Le azioni statiche del vento sono costituite da pressioni e depressioni agenti normalmente alle superfici, sia esterne che interne, degli elementi che compongono la costruzione. L'azione del vento sul singolo elemento viene determinata considerando la combinazione più gravosa della pressione agente sulla superficie esterna e della pressione agente sulla superficie interna dell'elemento.

Nel caso di costruzioni o elementi di grande estensione, si deve inoltre tenere conto delle azioni tangenti esercitate dal vento. Si riporta il calcolo delle pressioni:

PRESSIONE DEL VENTO

La pressione del vento viene calcolata nel rispetto delle prescrizioni delle Nuove Norme Tecniche 2008:

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

dove:

q_b : pressione cinetica di riferimento (§ 3.3.6)

c_e : coefficiente di esposizione (§ 3.3.7)

c_p : coefficiente di forma

c_d : coefficiente dinamico (§ 3.3.8)

AZIONE TANGENZIALE DEL VENTO

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

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_f$$

dove:

q_b : pressione cinetica di riferimento (§ 3.3.6)

c_e : coefficiente di esposizione (§ 3.3.7)

c_f : coefficiente d'attrito, funzione della scabrezza della superficie sulla quale il vento esercita l'azione tangente. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento.

PRESSIONE CINETICA DI RIFERIMENTO

La pressione cinetica di riferimento q_b (in N/m^2) è data dall'espressione:

$$q_b = 1/2 \cdot \rho \cdot v_b^2$$

dove:

- v_b : velocità di riferimento del vento (in m/s);
- ρ : densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a $1,25 \text{ kg/m}^3$.

La **velocità di riferimento** v_b è il valore caratteristico della velocità del vento a 10 m dal suolo su un terreno di categoria di esposizione II (vedi Tab. 3.3.II), mediata su 10 minuti e riferita ad un periodo di ritorno di 50 anni.

In mancanza di specifiche ed adeguate indagini statistiche v_b è data dall'espressione:

$$\begin{aligned} v_b &= v_{b,0} & a_s &\leq a_0 \\ v_b &= v_{b,0} + k_a (a_s - a_0) & a_0 &\leq a_s \leq 1500 \text{ m} \end{aligned}$$

dove:

- $v_{b,0}$, a_0 , k_a sono parametri forniti nella Tab. 3.3.I e legati alla regione in cui sorge la costruzione in esame, in funzione delle zone definite in Fig. 3.3.1;
- a_s è l'altitudine sul livello del mare (in m) del sito ove sorge la costruzione.

COEFFICIENTE DI ESPOSIZIONE

Il coefficiente di esposizione c_e dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno, e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. In assenza di analisi specifiche che tengano in conto la direzione di provenienza del vento e l'effettiva scabrezza e topografia del terreno che circonda la costruzione, per altezze sul suolo non maggiori di $z = 200 \text{ m}$, esso è dato dalla formula:

$$\begin{aligned} c_e(z) &= k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) \cdot [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)] & z &\geq z_{\min} & (\S 3.3.5) \\ c_e(z) &= c_e(z_{\min}) & z &< z_{\min} \end{aligned}$$

dove:

- k_r , z_0 , z_{\min} : assegnati in Tab. 3.3.II in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione;
- c_t : coefficiente di topografia.

COEFFICIENTE DI FORMA

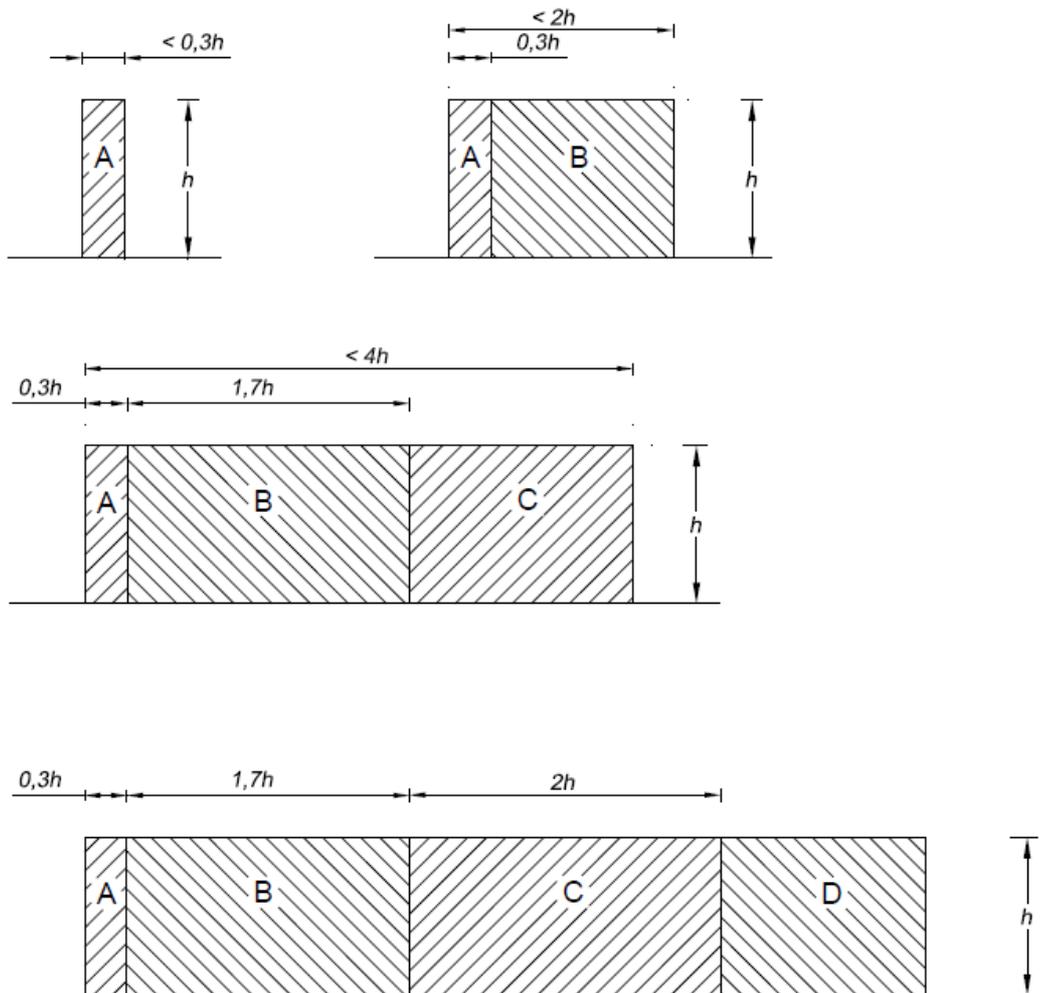


Figura G.21 – Suddivisione di muri e parapetti in aree di uguale pressione complessiva.

φ	Chiusura laterale	l/h	A	B	C	D
1,0	no	<3	2,3	1,4	1,2	1,2
		5	2,9	1,8	1,4	
		>10	3,4	2,1	1,7	
	si	tutti	2,1	1,8	1,4	
0,8	si/no	tutti	1,2			

COEFFICIENTE DINAMICO

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

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

$$c_d = \mathbf{1,00} \quad (\S 3.3.8)$$

COEFFICIENTE DI ATTRITO

Il coefficiente di attrito viene calcolato in riferimento all' Circolare 2-2-2009-Capitolo C3.3.11- Tabella C3.3.I:

Tabella C3.3.I Valori del coefficiente d'attrito

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

Viene considerata solamente l'azione del vento in direzione ortogonale ai pannelli fonoassorbenti poiché in direzione in direzione parallela offrono al vento una superficie trascurabile.

Di seguito si riportano i calcoli della spinta del vento. Per le verifiche si utilizza comunque, a favore di sicurezza, un valore della spinta pari a 1,45 kN/m², dato dall'aver considerato una media dei coefficienti di forma indicati dall' EC1, per i pannelli "centrali" di altezza 3,00 m, e un valore della spinta pari a 1,60 kN/m², dato dall'aver considerato un coefficiente di forma pari a 2,10, per i pannelli "esterni" di altezza 2,00 e 3,50 m.

CALCOLO AZIONE DEL VENTO

Distanza dal mare [km]	28
Quota s.l.m. [m]	85
Altezza costruzione [m]	3
Pendenza falda [°]	90

Tabella 3.3.I - Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 , k_a

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]
1	Valle d' Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,010
2	Emilia Romagna	25	750	0,015
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,020
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,020
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,015
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,020
7	Liguria	28	1000	0,015
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,010
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,020

ZONA 1	v_{b0}	a_0	k_a	a_s	categoria esposizione	c_e	c_d	kr	z_0	z_{min}	c_t
Classe D	m/s	m	l/s	m	-	-	-	-	m	m	-
	25	1000	0,01	3	II	1,80	1	0,19	0,05	4	1

$$a_s < a_0 \rightarrow v_b = 25 \text{ m/s} \quad \text{velocità di riferimento del vento}$$

$$T_R = 100 \text{ anni} \rightarrow v_{b(T_R)} = 25,98 \text{ m/s} \quad \text{velocità di riferimento del vento per } T_R > 50$$

$$q_b = 421,88 \text{ N/m}^2 \quad \text{pressione cinetica di riferimento}$$

$$759,61 * c_p \quad \text{N/m}^2$$

$$75,96 * c_p \quad \text{Kg/m}^2$$

$$p = 0,01 * c_p \quad \text{Kg/cm}^2 \quad \text{pressione del vento}$$

1	c_f		0,04	$p =$	0,0003	Kg/cm ²	30,38	N/m ²
2	c_p		3,10	$p =$	0,0235	Kg/cm ²	2354,8	N/m ²
3	c_p		2,10	$p =$	0,0160	Kg/cm ²	1595,2	N/m ²
4	c_p		1,70	$p =$	0,0129	Kg/cm ²	1291,3	N/m ²
5	c_p	Valore medio	1,9	$p =$	0,0144	Kg/cm ²	1443,3	N/m ²
6				$p =$				
7				$p =$				
8				$p =$				
9				$p =$				
10				$p =$				

Tabella 3.3.III - Classi di rugosità del terreno

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,...)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Affinché una costruzione possa dirsi ubicata in classe A o B è necessario che la situazione che contraddistingue la classe permanga intorno alla costruzione per non meno di 1 km e comunque non meno di 20 volte l'altezza della costruzione. Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, a meno di analisi dettagliate, verrà assegnata la classe più sfavorevole.

9.4 AZIONI DELLA TEMPERATURA

Non si considerano gli effetti delle variazioni termiche, considerato il limitato sviluppo delle strutture ed il loro schema statico (mensola isostatica).

10 COEFFICIENTI SISMICI UTILIZZATI

Gli spettri di risposta di progetto da utilizzare nelle analisi strutturali sono stati definiti secondo i dettami del punto 3.2 del D.M. 14.01.2008 sulla base dei dati riportati di seguito (per il calcolo è stato utilizzato il foglio excel allegato alle NTC).

Coordinate geografiche

Nella figura a seguire sono presenti le coordinate:

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate LONGITUDINE: 13,20972 LATTITUDINE: 46,01003

Ricerca per comune REGIONE: Friuli-Venezia Giulia PROVINCIA: Udine COMUNE: Pozzuolo del Friuli

Elaborazioni grafiche
Grafici spettri di risposta
Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche
Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo
 Interpolazione corretta
 Interpolazione su 3 nodi
 Sito esterno al reticolo

Interpolazione
superficie rigata

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO **FASE 1** FASE 2 FASE 3

Schermata foglio excel allegato alle N.T.C.

Vita nominale costruzione: $V_N = 100$ anni

Tipo di costruzione: opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale;

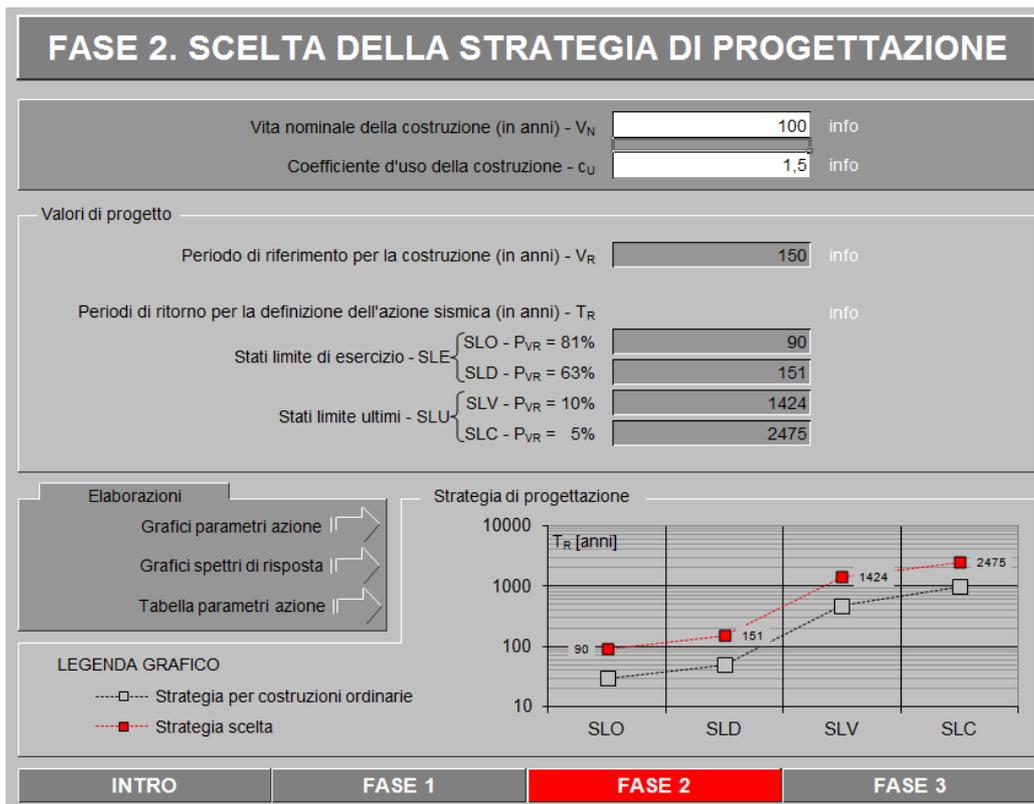
Classe d'uso costruzione: $C_U = 1,50$

Classe III: costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. (...)

Periodi di riferimento per l'azione sismica: $V_R = V_N \times C_U = 150$ anni.

Periodi di ritorno

Sulla base delle probabilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento V_R , vengono definiti i periodi di riferimento per i singoli stati limite ($T_R = -V_R / \ln(1 - P_{VR})$);



Schermata foglio excel allegato alle N.T.C.

Sulla base delle coordinate geografiche e dei periodi di ritorno per i singoli stati limite, si ottengono i seguenti valori:

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
SLO	90	0,087	2,457	0,285
SLD	151	0,110	2,436	0,307
SLV	1424	0,270	2,530	0,358
SLC	2475	0,333	2,513	0,372

dove:

- a_g : accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido (espressa in g/10);
- F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro di accelerazione orizzontale;
- T_c^* : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro di accelerazione orizzontale (espresso in s).

Categoria di sottosuolo

Categoria B: rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità con valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).

Con suoli di categoria B, si hanno i seguenti coefficienti di amplificazione stratigrafica:

$$S_s: 1,00 \leq 1,40 - 0,40 \times F_0 \times a_g / g \leq 1,20;$$

$$C_c: 1,10 \times (T_c^*)^{-0,20}$$

Condizioni topografiche: T1

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

A tali condizioni topografiche corrisponde un coefficiente topografico S_T pari a 1.

Con tali grandezze e con i parametri strutturali si andranno a costruire gli spettri di risposta che rappresentano l'azione sismica di progetto.

Si è condotta una analisi sismica modale con spettro di risposta.

Lo spettro è stato applicato singolarmente lungo le tre direzioni spaziali.

Per ognuna delle direzioni di verifica dovranno essere presi in considerazione tutti i modi che forniscono un contributo significativo alla risposta. La normativa suggerisce a tal riguardo di considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5%, oppure un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore al 85%.

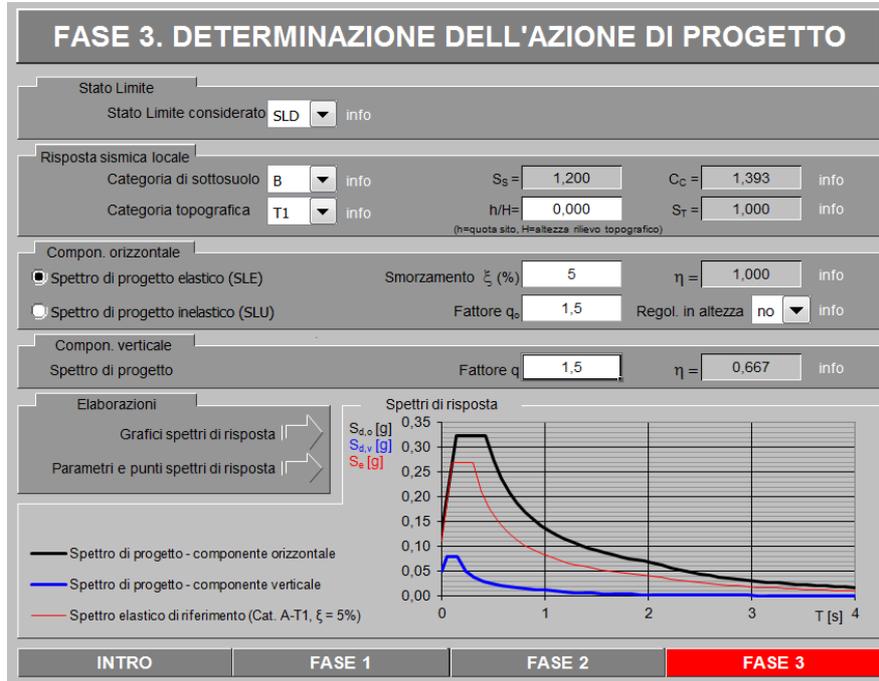
Poiché tutti i modi non raggiungono il massimo simultaneamente, e poiché le risposte nei modi di vibrare non si possono considerare indipendenti le une dalle altre, le norme consentono di calcolare il loro più probabile valore massimo utilizzando una combinazione CQC (Combinazione Quadratica Completa).

Gli effetti sulla struttura (sollecitazioni, deformazioni, spostamenti, ecc) sono stati combinati successivamente, applicando la seguente espressione:

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

Si riportano gli spettri orizzontali e verticali utilizzati per le analisi in condizioni di esercizio (SLD) e quelli per le analisi in condizioni ultime (SLV).

10.1 SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO STATO LIMITE DI DANNO (SLD)



Schermata foglio Excel allegato alle N.T.C.

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLD

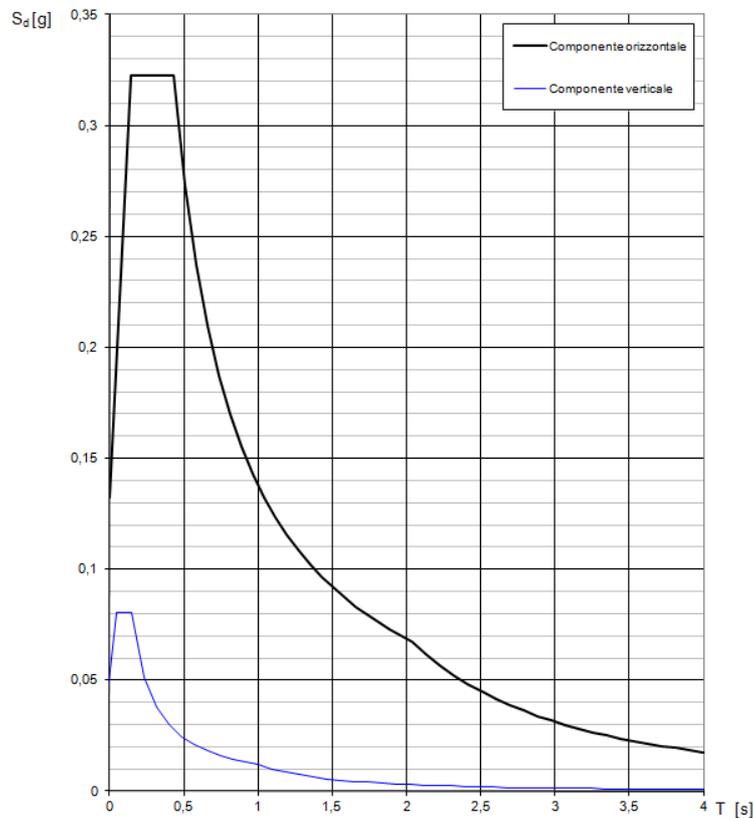


Diagramma pseudo accelerazione adimensionalizzata (a_g/g) – periodo di vibrazione per gli spettri di risposta elastici allo stato limite di danno, componente orizzontale e componente verticale

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato SLD

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_g	0,110 g
F_o	2,436
T_o^*	0,307 s
S_g	1,200
C_o	1,393
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,200
η	1,000
T_B	0,143 s
T_C	0,428 s
T_D	2,041 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_g \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_o \cdot T_o^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

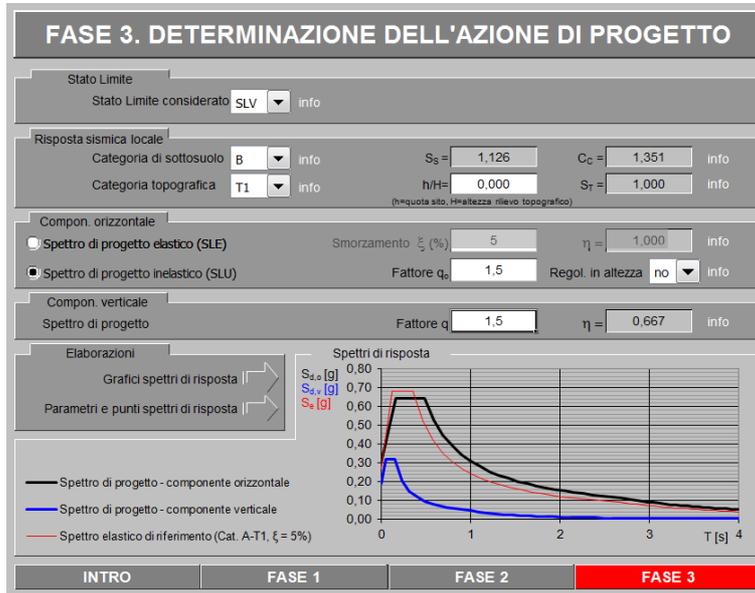
Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,132
$T_B \leftarrow$	0,143	0,322
$T_C \leftarrow$	0,428	0,322
	0,505	0,273
	0,581	0,237
	0,658	0,210
	0,735	0,188
	0,812	0,170
	0,889	0,155
	0,966	0,143
	1,042	0,132
	1,119	0,123
	1,196	0,115
	1,273	0,108
	1,350	0,102
	1,426	0,097
	1,503	0,092
	1,580	0,087
	1,657	0,083
	1,734	0,080
	1,811	0,076
	1,887	0,073
	1,964	0,070
$T_D \leftarrow$	2,041	0,068
	2,134	0,062
	2,228	0,057
	2,321	0,052
	2,414	0,048
	2,508	0,045
	2,601	0,042
	2,694	0,039
	2,787	0,036
	2,881	0,034
	2,974	0,032
	3,067	0,030
	3,160	0,028
	3,254	0,027
	3,347	0,025
	3,440	0,024
	3,534	0,023
	3,627	0,021
	3,720	0,020
	3,813	0,019
	3,907	0,018
	4,000	0,018

Parametri e punti dello spettro di risposta elastico orizzontale allo stato limite di danno

10.2 SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA (SLV)



Schermata foglio Excel allegato alle N.T.C.

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV

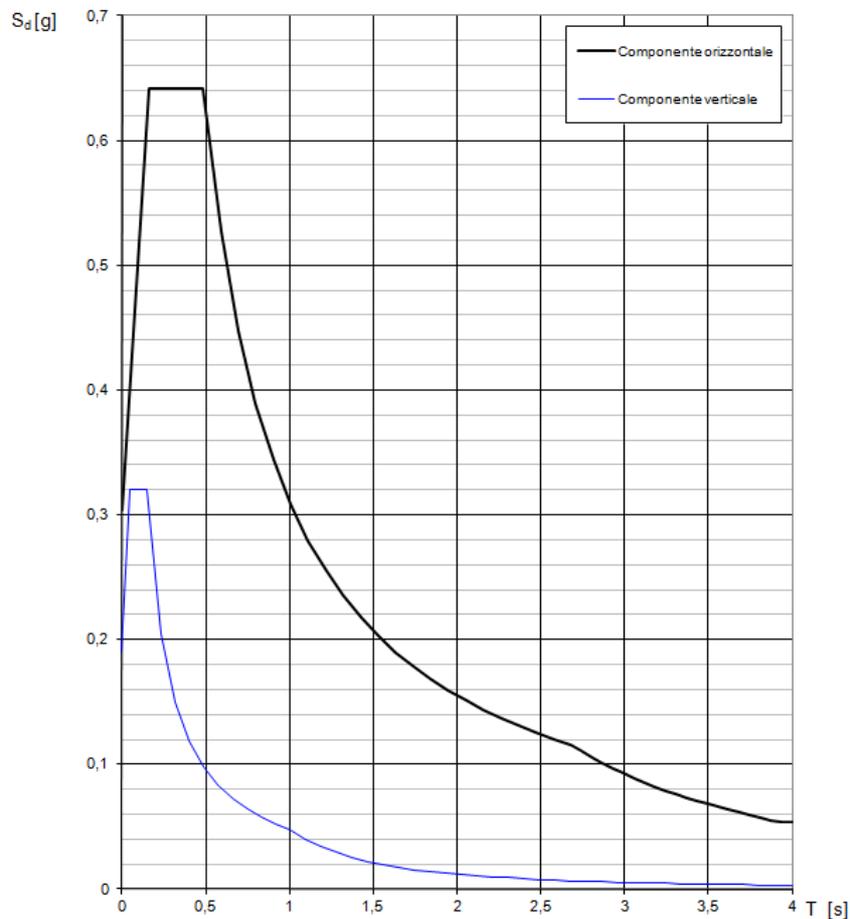


Diagramma pseudo accelerazione adimensionalizzata (a_g/g) – periodo di vibrazione per gli spettri di risposta elastici allo stato limite di salvaguardia della vita, componente orizzontale e componente verticale

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_s	0,270 g
F_o	2,530
T_c	0,358 s
S_s	1,126
C_s	1,351
S_T	1,000
q	1,200

Parametri dipendenti

S	1,126
η	0,833
T_B	0,161 s
T_C	0,484 s
T_D	2,681 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(S + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_c / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_s \cdot T_c \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_s / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,305
T_B	0,161	0,642
T_C	0,484	0,642
	0,588	0,528
	0,693	0,448
	0,798	0,389
	0,902	0,344
	1,007	0,308
	1,112	0,279
	1,216	0,255
	1,321	0,235
	1,426	0,218
	1,530	0,203
	1,635	0,190
	1,739	0,179
	1,844	0,168
	1,949	0,159
	2,053	0,151
	2,158	0,144
	2,263	0,137
	2,367	0,131
	2,472	0,126
	2,577	0,121
T_D	2,681	0,116
	2,744	0,111
	2,807	0,106
	2,870	0,101
	2,932	0,097
	2,995	0,093
	3,058	0,089
	3,121	0,085
	3,184	0,082
	3,246	0,079
	3,309	0,076
	3,372	0,073
	3,435	0,071
	3,498	0,068
	3,560	0,066
	3,623	0,063
	3,686	0,061
	3,749	0,059
	3,812	0,057
	3,874	0,055
	3,937	0,054
	4,000	0,054

Parametri e punti dello spettro di risposta elastico orizzontale allo stato limite di salvaguardia della vita

11 COMBINAZIONI DI CARICO

Si eseguono le verifiche di sicurezza relative agli stati limite ultimi (SLU).

L'analisi è stata condotta in ambito elastico lineare secondo il metodo degli stati limite.

Le verifiche delle membrature d'acciaio sono state eseguite con riferimento ai momenti di prima plasticizzazione, ovvero con l'intera struttura ancora in fase elastica. Conseguentemente per le verifiche strutturali sono sufficienti le sole combinazioni di carico agli S.L.U. statiche e sismiche, mentre le combinazioni allo S.L.E. statiche e S.L.D. sismiche sono necessarie esclusivamente per le verifiche di deformabilità e per la determinazione delle azioni sulle fondazioni.

Le combinazioni utilizzate sono state ricavate sulla base delle prescrizioni DM 14/01/2008.

Le combinazioni statiche allo stato limite ultimo e allo stato limite di esercizio seguono le leggi di seguito elencate:

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli **stati limite ultimi (SLU)**

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_p \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione **caratteristica (rara)**, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (**SLE**) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al 2.7

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

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

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

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

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

La combinazione di carico **sismica** per vari stati limite presi in esame è:

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

dove :

G_1 : carichi permanenti

G_2 : carichi permanenti portanti

P : precompressione (nello specifico assente)

E : azione sismica

ψ_{2j} : coefficienti di combinazione

Q_{kj} : azione dovuta a carichi accidentali

I coefficienti γ e ψ presi in considerazione per le combinazioni allo stato limite ultimo STR sono riportati di seguito.

La combinazione di carico statica allo stato limite di ultimo **STR**, utilizzata per le verifiche è l'involuppo delle seguenti combinazioni di carico elementari (di cui si riportano i coefficienti moltiplicativi):

	PROPRIO	PERM.	Vento
STR 1	1,30	1,50	1,50
STR 2	1,00	0,00	1,50

La combinazione di carico sismica allo stato limite ultimo **SLV**, utilizzata per le verifiche è l'involuppo delle seguenti combinazioni di carico elementari (di cui si riportano i coefficienti moltiplicativi):

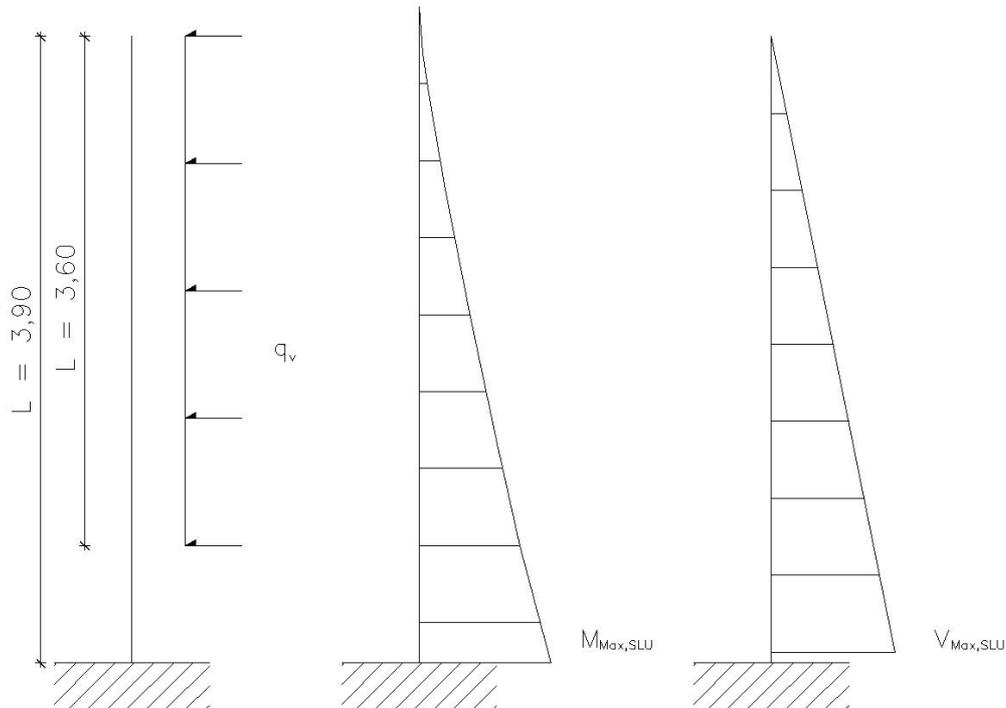
	SLV 1
PROPRIO	1,00
PERM.	1,00
SISMA	1,00

La trattazione inerente la parte fondazionale è presente nella relazione geotecnica.

12 VERIFICA DEGLI ELEMENTI AGLI S.L.U.

12.1 MONTANTI HEB 180 – per pannelli H = 2,00 m (altezza elemento h = 3,90 m)

Si eseguono di seguito i calcoli delle sollecitazioni:



Schema statico e diagrammi sollecitazioni

Altezza montante	h =	3,90	m
Altezza applicazione carico	h' =	3,60	m
Interasse tra montanti	i =	3,00	m
Peso proprio montante	P _p =	0,512 · 3,90 = 2,00	kN
Spinta del vento	q _v =	1,60	kN/m ²
Massa sismica	W =	5,00 · 3,90 · 3,00 = 58,50	kN
Ordinata spettro SLV	a _g / g =	0,642	-

Sollecitazioni statiche:

Momento massimo alla base:

$$M_{\max} = 1,60 \cdot 3,00 \cdot 3,60 \cdot (3,90 - 3,60 / 2) = 36,29 \text{ kNm} \quad \Rightarrow M_{\text{Sd,SLU}} = 1,5 \cdot M_{\max} = 54,44 \text{ kNm}$$

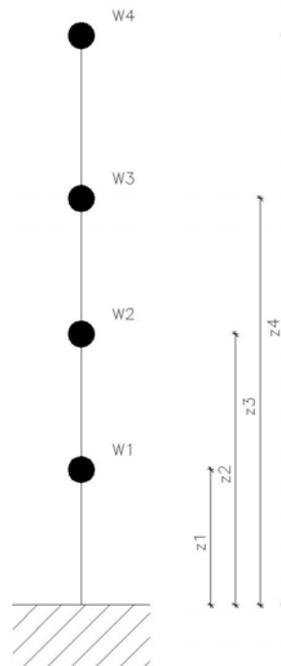
Taglio massimo alla base:

$$V_{\max} = 1,60 \cdot 3,00 \cdot 3,60 = 17,28 \text{ kN} \quad \Rightarrow V_{\text{Sd,SLU}} = 1,5 \cdot V_{\max} = 25,92 \text{ kN}$$

Carico assiale massimo alla base:

$$N_{\max} = 2,00 \text{ kN} \quad \Rightarrow N_{\text{Sd,SLU}} = 1,5 \cdot N_{\max} = 3,00 \text{ kN}$$

Sollecitazioni sismiche, analisi statica lineare:



Distribuzione delle masse per analisi statica

$$W_1 = 5,00 \cdot 3,00 \cdot 1,00 = 15,00 \text{ kN}$$

$$W_2 = 5,00 \cdot 3,00 \cdot 1,00 = 15,00 \text{ kN}$$

$$W_3 = 5,00 \cdot 3,00 \cdot (0,90 + 1,00)/2 = 14,25 \text{ kN}$$

$$W_4 = 5,00 \cdot 3,00 \cdot 0,90/2 = 6,75 \text{ kN}$$

$$F_h = W_{\text{tot}} \cdot a_g/g = 37,56 \text{ kN}$$

$$F_1 = F_h \cdot z_1 \cdot W_1 / (\sum_i z_i \cdot W_i) = 4,94 \text{ kN}$$

$$F_2 = F_h \cdot z_2 \cdot W_2 / (\sum_i z_i \cdot W_i) = 9,88 \text{ kN}$$

$$F_3 = F_h \cdot z_3 \cdot W_3 / (\sum_i z_i \cdot W_i) = 14,08 \text{ kN}$$

$$F_4 = F_h \cdot z_4 \cdot W_4 / (\sum_i z_i \cdot W_i) = 8,66 \text{ kN}$$

Momento massimo alla base:

$$M_{\text{Sd,SLV}} = \sum F_i \cdot z_i = 100,71 \text{ kNm}$$

Taglio massimo alla base:

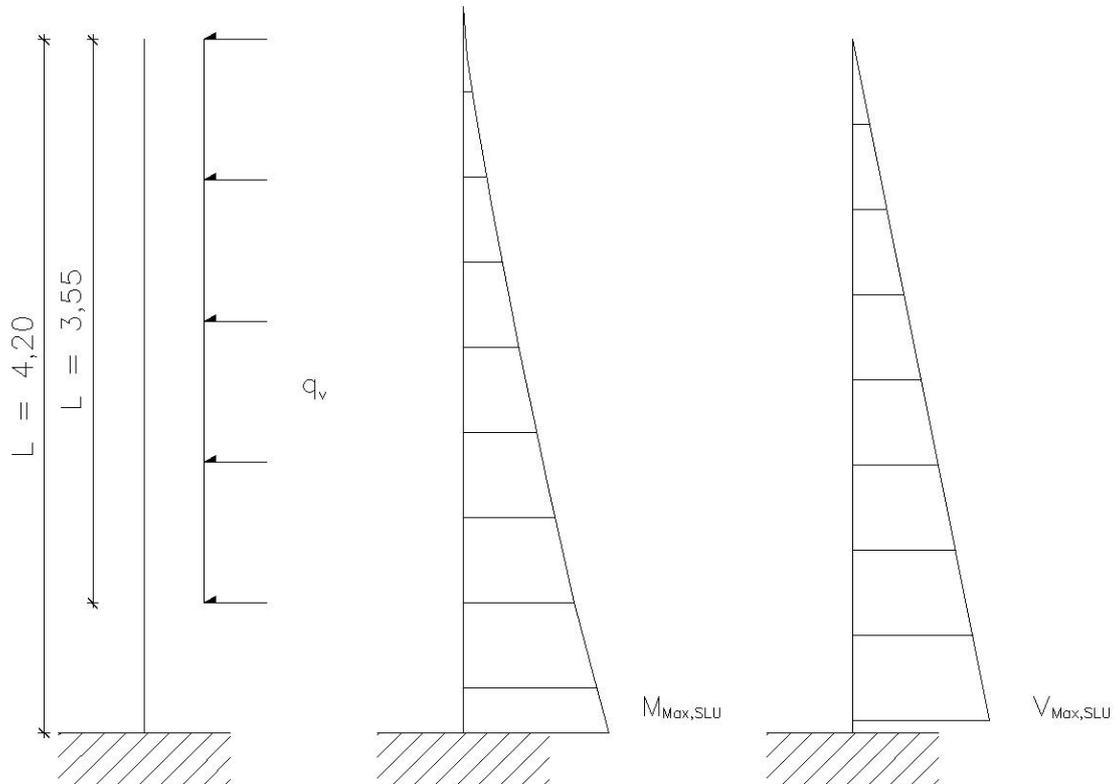
$$V_{\text{Sd,SLV}} = \sum F_i = 37,56 \text{ kN}$$

Carico assiale massimo alla base:

$$N_{\text{Sd,SLV}} = 2,00 \text{ kN}$$

12.2 MONTANTI HEB 180 – per pannelli H = 3,00 m (altezza elemento h = 4,20 m)

Si eseguono di seguito i calcoli delle sollecitazioni:



Schema statico e diagrammi sollecitazioni

Altezza montante	h =	4,20	m
Altezza applicazione carico	h' =	3,55	m
Interasse tra montanti	i =	3,00	m
Peso proprio montante	P _p =	0,512 · 4,20 = 2,15	kN
Spinta del vento	q _v =	1,45	kN/m ²
Massa sismica	W =	5,00 · 4,20 · 3,00 = 63	kN
Ordinata spettro SLV	a _g / g =	0,642	-

Sollecitazioni statiche:

Momento massimo alla base:

$$M_{\max} = 1,45 \cdot 3,00 \cdot 3,55 \cdot (4,20 - 3,55 / 2) = 37,45 \text{ kNm}$$

$$\Rightarrow M_{\text{Sd,SLU}} = 1,5 \cdot M_{\max} = 56,17$$

Taglio massimo alla base:

$$V_{\max} = 1,45 \cdot 3,00 \cdot 3,55 = 15,44 \text{ kN}$$

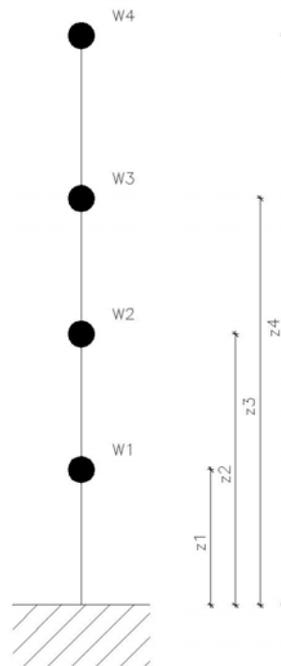
$$\Rightarrow V_{\text{Sd,SLU}} = 1,5 \cdot V_{\max} = 23,16 \text{ kN}$$

Carico assiale massimo alla base:

$$N_{\max} = 2,15 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow N_{\text{Sd,SLU}} = 1,5 \cdot N_{\max} = 3,23 \text{ kN}$$

Sollecitazioni sismiche, analisi statica lineare:



Distribuzione delle masse per analisi statica

$$W_1 = 5,00 \cdot 3,00 \cdot 1,00 = 15,00 \text{ kN}$$

$$W_2 = 5,00 \cdot 3,00 \cdot 1,00 = 15,00 \text{ kN}$$

$$W_3 = 5,00 \cdot 3,00 \cdot (1,20 + 1,00)/2 = 16,50 \text{ kN}$$

$$W_4 = 5,00 \cdot 3,00 \cdot 1,20/2 = 9,00 \text{ kN}$$

$$F_h = W_{\text{tot}} \cdot a_g/g = 40,45 \text{ kN}$$

$$F_1 = F_h \cdot z_1 \cdot W_1 / (\sum_i z_i \cdot W_i) = 4,59 \text{ kN}$$

$$F_2 = F_h \cdot z_2 \cdot W_2 / (\sum_i z_i \cdot W_i) = 9,17 \text{ kN}$$

$$F_3 = F_h \cdot z_3 \cdot W_3 / (\sum_i z_i \cdot W_i) = 15,13 \text{ kN}$$

$$F_4 = F_h \cdot z_4 \cdot W_4 / (\sum_i z_i \cdot W_i) = 11,56 \text{ kN}$$

Momento massimo alla base:

$$M_{\text{Sd,SLV}} = \sum F_i \cdot z_i = 116,87 \text{ kNm}$$

Taglio massimo alla base:

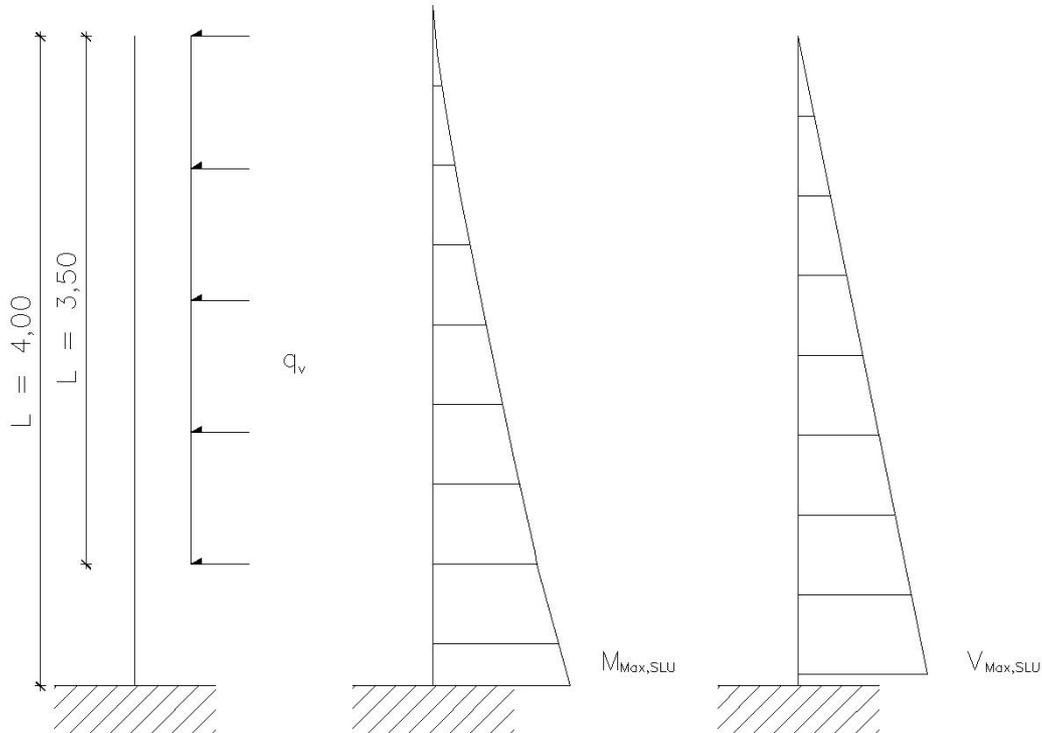
$$V_{\text{Sd,SLV}} = \sum F_i = 40,45 \text{ kN}$$

Carico assiale massimo alla base:

$$N_{\text{Sd,SLV}} = 2,15 \text{ kN}$$

12.3 MONTANTI HEB 180 – per pannelli H = 3,50 m (altezza elemento h = 4,00 m)

Si eseguono di seguito i calcoli delle sollecitazioni:



Schema statico e diagrammi sollecitazioni

Altezza montante	h =	4,00	m
Altezza applicazione carico	h' =	3,50	m
Interasse tra montanti	i =	3,00	m
Peso proprio montante	P _p =	0,512 · 4,00 = 2,05	kN
Spinta del vento	q _v =	1,60	kN/m ²
Massa sismica	W =	5,00 · 4,00 · 3,00 = 60	kN
Ordinata spettro SLV	a _g / g =	0,642	-

Sollecitazioni statiche:

Momento massimo alla base:

$$M_{\max} = 1,60 \cdot 3,00 \cdot 3,50 \cdot (4,00 - 3,50 / 2) = 37,80 \text{ kNm} \quad \Rightarrow M_{\text{Sd,SLU}} = 1,5 \cdot M_{\max} = 56,70 \text{ kNm}$$

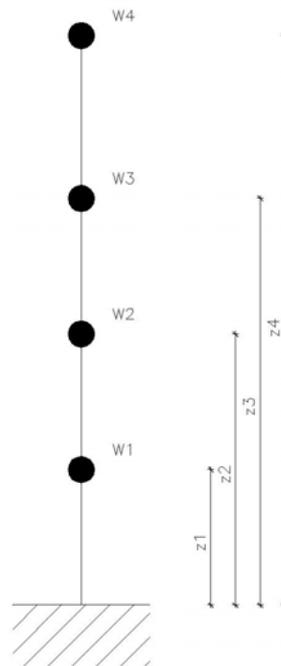
Taglio massimo alla base:

$$V_{\max} = 1,60 \cdot 3,00 \cdot 3,50 = 16,80 \text{ kN} \quad \Rightarrow V_{\text{Sd,SLU}} = 1,5 \cdot V_{\max} = 25,20 \text{ kN}$$

Carico assiale massimo alla base:

$$N_{\max} = 2,05 \text{ kN} \quad \Rightarrow N_{\text{Sd,SLU}} = 1,5 \cdot N_{\max} = 3,08 \text{ kN}$$

Sollecitazioni sismiche, analisi statica lineare:



Distribuzione delle masse per analisi statica

$$W_1 = 5,00 \cdot 3,00 \cdot 1,00 = 15,00 \text{ kN}$$

$$W_2 = 5,00 \cdot 3,00 \cdot 1,00 = 15,00 \text{ kN}$$

$$W_3 = 5,00 \cdot 3,00 \cdot (1,00 + 1,00)/2 = 15,00 \text{ kN}$$

$$W_4 = 5,00 \cdot 3,00 \cdot 1,00/2 = 7,50 \text{ kN}$$

$$F_h = W_{\text{tot}} \cdot a_g/g = 38,52 \text{ kN}$$

$$F_1 = F_h \cdot z_1 \cdot W_1 / (\sum_i z_i \cdot W_i) = 4,82 \text{ kN}$$

$$F_2 = F_h \cdot z_2 \cdot W_2 / (\sum_i z_i \cdot W_i) = 9,63 \text{ kN}$$

$$F_3 = F_h \cdot z_3 \cdot W_3 / (\sum_i z_i \cdot W_i) = 14,45 \text{ kN}$$

$$F_4 = F_h \cdot z_4 \cdot W_4 / (\sum_i z_i \cdot W_i) = 9,63 \text{ kN}$$

Momento massimo alla base:

$$M_{\text{Sd,SLV}} = \sum F_i \cdot z_i = 105,95 \text{ kNm}$$

Taglio massimo alla base:

$$V_{\text{Sd,SLV}} = \sum F_i = 38,52 \text{ kN}$$

Carico assiale massimo alla base:

$$N_{\text{Sd,SLV}} = 2,05 \text{ kN}$$

12.4 VERIFICA PROFILO

La combinazione che porta alla verifica più gravosa è riportata di seguito:

		H = 2,00	H = 3,00	H = 3,50
Statica SLU	$M_{Sd,SLU}$	43,74	56,17	56,70
	$V_{Sd,SLU}$	19,44	23,16	25,20
	$N_{Sd,SLU}$	3,00	3,23	3,08
Sismica SLV	$M_{Sd,SLV}$	100,71	116,87	105,95
	$V_{Sd,SLV}$	37,56	40,45	38,52
	$N_{Sd,SLV}$	2,00	2,15	2,05

Si ha quindi:

The software interface displays the following data for the HE 180 B profile:

designation	g (Kg/m)	h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	r1 (mm)
HE 100 B	20,4	100	100	6,00	10,00	12,00
HE 120 B	26,7	120	120	6,50	11,00	12,00
HE 140 B	33,7	140	140	7,00	12,00	12,00
HE 160 B	42,6	160	160	8,00	13,00	15,00
HE 180 B	51,2	180	180	8,50	14,00	15,00
HE 200 B	61,3	200	200	9,00	15,00	18,00
HE 220 B	71,5	220	220	9,50	16,00	18,00

Design parameters for HE 180 B:

- $N_{by,Rd}$ [kN]: 2.106
- $N_{bz,Rd}$ [kN]: 2.106
- $V_{ply,Rd}$ [kN]: 377,1
- $M_{oy,Rd}$ [kNm]: 155,4
- $M_{oz,Rd}$ [kNm]: 74,55
- $V_{plz,Rd}$ [kN]: 939,1

Geometric properties:

- g (Kg/m): 51,2
- h (mm): 180
- b (mm): 180
- tw (mm): 8,5
- tf (mm): 14
- r1 (mm): 15
- r2 (mm): 0
- A (cm²): 65,25
- Iy (cm⁴): 3.831
- Iz (cm⁴): 1.363
- I_T (cm⁴): 42,16
- Iy (cm³): 425,7
- Wz (cm³): 151,4
- Iw (cm⁶): 93.750
- Wpl,y (cm³): 481,4
- Wpl,z (cm³): 231

Classe Sezione (Class of Section):

- Compressione: 1
- Flessione My: 1
- Flessione Mz: 1
- Presso-Flessione: 1

Verifiche (Checks):

- Presso Flessione
- Svergolamento

Dati sezione

Classificazione - EC3 #5.5.2

HE 180 B Acciaio S355 (Fe510) f_y (N/mm²) 355

$$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0,814$$

A L A	$\frac{c}{t_f \epsilon} = \frac{90}{14 \times 0,81} = 7,9$	
	<p>FLESSIONE M_z</p> $0 < \frac{c}{t_f \epsilon} \leq 10$ Classe 1	<p>COMPRESSIONE</p> $0 < \frac{c}{t_w \epsilon} \leq 10$ Classe 1
A N I M A	$\frac{d}{t_w \epsilon} = \frac{122,0}{8,5 \times 0,81} = 17,64$	
	<p>FLESSIONE M_y</p> $0 < \frac{d}{t_w \epsilon} \leq 72$ Classe 1	<p>COMPRESSIONE</p> $0 < \frac{d}{t_w \epsilon} \leq 33$ Classe 1

Classe Presso-Flessione 1 ?

Classificazione sezione

Nonostante la classificazione della sezione le verifiche verranno eseguite in campo elastico.

12.4.1 Resistenza assiale

$$N_{c,Rd} = A \frac{f_{yk}}{\gamma_{M_0}} = 6530 \cdot \frac{355}{1,05} \cdot 10^{-3} = 2207,76 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{c,Sd}}{N_{c,Rd}} \leq 1$$

	H = 2,00	H = 3,00	H = 3,50
$N_{c,Sd} / N_{c,Rd}$	0,001	0,001	0,001

Verifica soddisfatta

12.4.2 Resistenza a flessione

$$M_{Rd} = W \frac{f_{yk}}{\gamma_{M_0}} = 426000 \cdot \frac{355}{1,05} \cdot 10^{-6} = 144,03 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{Sd}}{M_{Rd}} \leq 1$$

	H = 2,00	H = 3,00	H = 3,50
M_{Sd} / M_{Rd}	0,758	0,811	0,736

Verifica soddisfatta

12.4.3 Resistenza a taglio

$$A_V = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f = 6530 - 2 \cdot 180 \cdot 14 + (8,5 + 2 \cdot 15) \cdot 14 = 1639,10 \text{ mm}^2$$

$$V_{Rd} = A_V \frac{f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M_0}} = 1639,10 \cdot \frac{355}{\sqrt{3} \cdot 1,05} \cdot 10^{-3} = 319,95 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{Sd}}{V_{Rd}} \leq 0,5 \quad \text{se } > 0,5 \text{ influenza la resistenza flessionale.}$$

	H = 2,00	H = 3,00	H = 3,50
V_{Sd} / V_{Rd}	0,117	0,126	0,120

Verifica soddisfatta

12.4.4 Resistenza combinata

$$\frac{N_{c,Sd}}{N_{c,SR}} + \frac{M_{Sd}}{M_{SR}} \leq 1$$

$$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma_M^2 + \sigma_N^2 + 3 \cdot \tau_V^2} \leq f_{yk} / \gamma_{M_0} = 338,09 \text{ MPa}$$

	H = 2,00	H = 3,00	H = 3,50
N_{c,Sd} / N_{c,Rd} + M_{Sd} / M_{Rd}	0,876	0,938	0,857
σ_{id}	259,39	277,65	252,02

Verifica soddisfatta

12.5 VERIFICA PIASTRA DI BASE

Le piastre di base sono costituite da piastre in acciaio S355 di dimensioni 450x410x35 mm su cui viene saldato il profilo del montante ed alcuni irrigidimenti. Di seguito si svolgeranno le verifiche dei tirafondi (M24_Classe 5.8), della piastra e del calcestruzzo compresso.

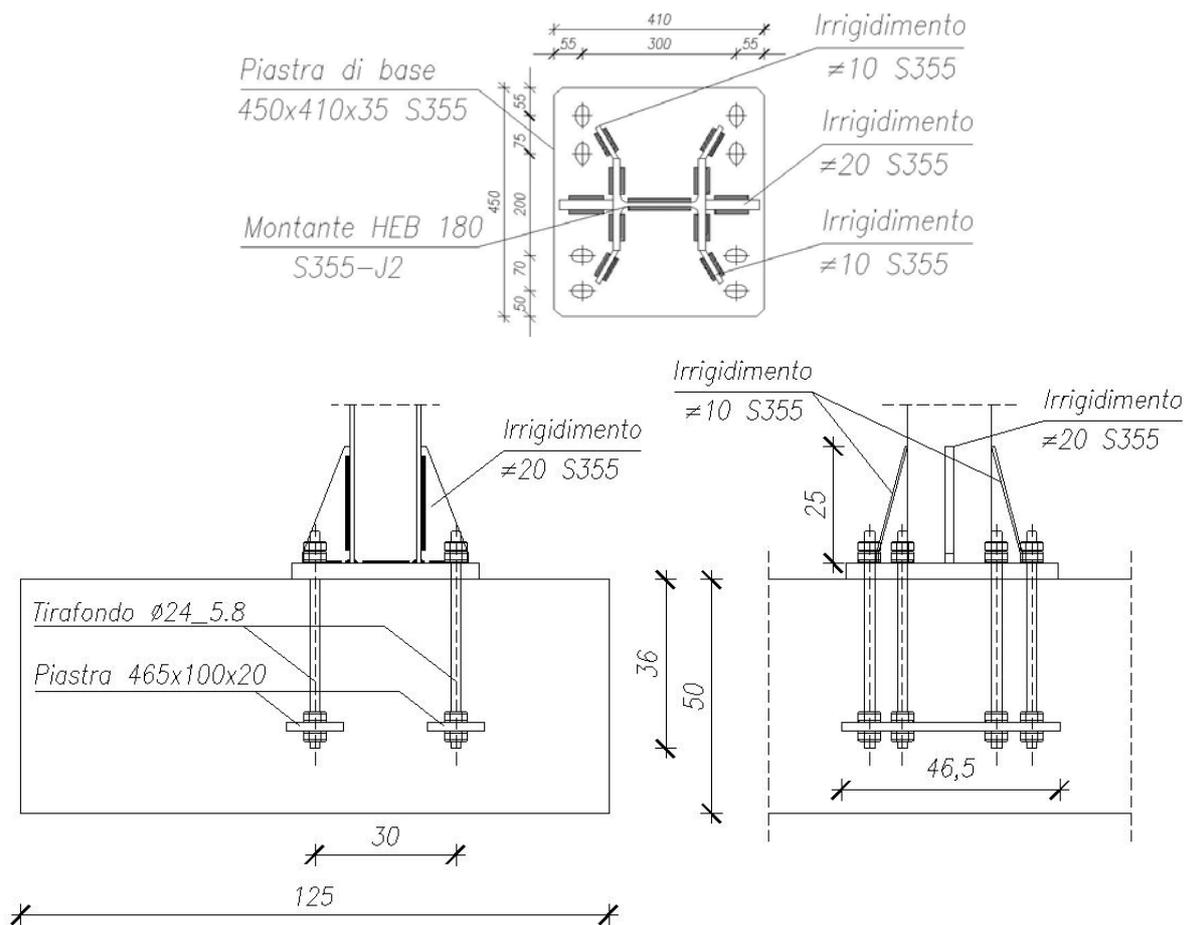


Immagine piastra di base

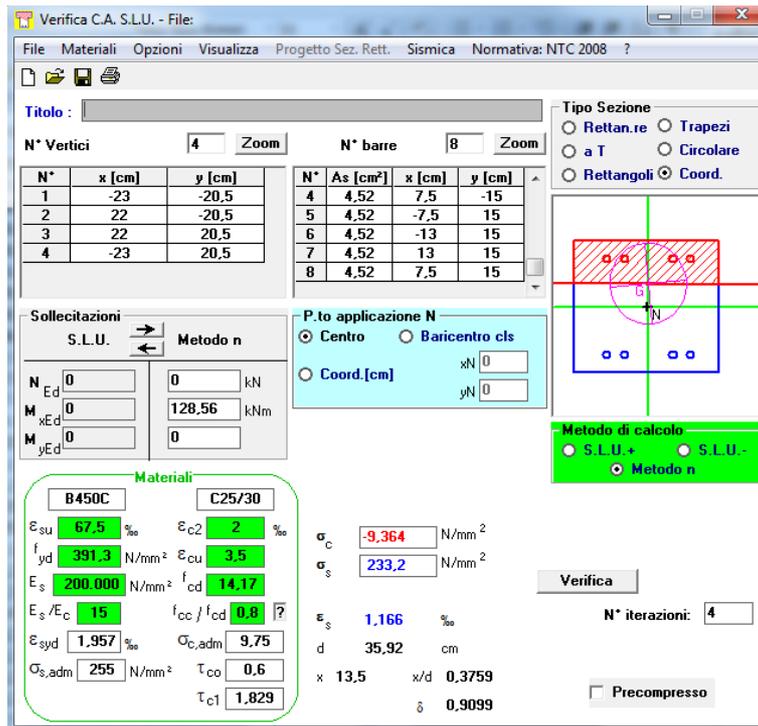
Posizioni tirafondi

Interasse minimo tra i fori (// forza)	$p_1 =$	300	mm
Interasse minimo tra i fori (\perp forza)	$p_2 =$	70	mm
Distanza minima asse fori dal bordo (// forza)	$e_1 =$	55	mm
Distanza minima asse fori dal bordo (\perp forza)	$e_2 =$	50	mm

Verifiche geometriche

Interasse minimo tra i fori (// forza)	$p_{1,min} =$	$2,2 \cdot d_0 =$	57,2	mm
Interasse minimo tra i fori (\perp forza)	$p_{2,min} =$	$2,4 \cdot d_0 =$	62,4	mm
Distanza minima asse fori dal bordo (// forza)	$e_{1,min} =$	$1,2 \cdot d_0 =$	31,2	mm
Distanza minima asse fori dal bordo (\perp forza)	$e_{2,min} =$	$1,2 \cdot d_0 =$	31,2	mm

Le tensioni su tirafondi e cls vengono determinate utilizzando il programma di calcolo VCA.SLU di cui si riporta la schermata di seguito.



Sollecitazioni

Con un momento, uno sforzo normale ed un taglio sollecitanti pari a

$$M_{Sd} = 1,1 \cdot 116,87 = 128,56 \text{ kNm}$$

$$V_{Sd} = 1,1 \cdot 40,45 = 44,50 \text{ kN}$$

$$N_{Sd} = 2,15 \text{ kN}$$

si ottengono le seguenti tensioni su cls e tirafondi:

$$\sigma_c = 9,29 \text{ MPa} \leq f_{cd} = 16,46 \text{ MPa} \quad \text{Verificato}$$

$$\sigma_s = 233,2 \text{ MPa} < f_{yd} = 391,3 \text{ MPa} \quad \text{Verificato}$$

VERIFICA RESISTENZA UNIONE PER SOLLECITAZIONE COMPOSTA

trazione e taglio (DM 14/01/2008 - §4,2.8.1.1)

Resistenza a taglio dell'unione

Resistenza di calcolo a taglio dei tirafondi
 per bulloni di bordo nella direzione // al carico
 per bulloni di bordo nella direzione ^ al carico
 per bulloni interni nella direzione // al carico
 per bulloni interni nella direzione ^ al carico
 Resistenza di calcolo a rifollamento piastra
 Resistenza a taglio dell'unione

$$F_{v,Rd} = 0,6 f_{tt} A_{res} / \gamma_{M2} = 92,1 \text{ kN}$$

$$a = \min \{e_1 / (3d_0); f_{tt} / f_{tk}; 1\} = 0,64 \text{ -}$$

$$k = \min \{2,8 e_2 / d_0 - 1,7; 2,5\} = 2,50 \text{ -}$$

$$a = \min \{p_1 / (3d_0) - 0,25; f_{tt} / f_{tk}; 1\} = 0,98 \text{ -}$$

$$k = \min \{1,4 p_2 / d_0 - 1,7; 2,5\} = 2,50 \text{ -}$$

$$F_{b,Rd} = k \alpha f_{tk} d t / \gamma_{M2} = 470,8 \text{ kN}$$

$$R1 = \min \{F_{v,Rd}; F_{b,Rd}\} = 92,1 \text{ kN}$$

Resistenza a trazione dell'unione

Resistenza di calcolo a trazione dei bulloni
 Resistenza a punzonamento della flangia
 Resistenza a trazione dell'unione

$$F_{t,Rd} = 0,9 f_{tt} A_{res} / \gamma_{M2} = 138,1 \text{ kN}$$

$$B_{t,Rd} = 0,6 p d_m t_p f_{tk} / \gamma_{M2} = 553,7 \text{ kN}$$

$$R2 = \min \{F_{t,Rd}; B_{p,Rd}\} = 138,1 \text{ kN}$$

Taglio sollecitante

$$F_{v,Ed} = [\sqrt{V_y^2 + V_z^2}] / n_b = 5,6 \text{ kN}$$

Trazione sul bullone più sollecitato

$$F_{t,Ed} = A_t \cdot \sigma_t = 105,8 \text{ kN}$$

Fattore di sicurezza verifica 1

$$FS_1 = F_{v,Ed} / R_1 + F_{t,Ed} / (1,4 R_2) = 0,61 \leq 1$$

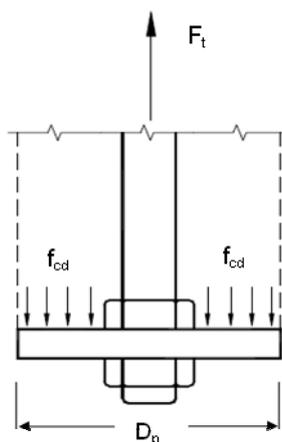
Fattore di sicurezza verifica 2

$$FS_2 = F_{t,Ed} / R_2 = 0,77 \leq 1$$

VERIFICA ROSETTA DI ANCORAGGIO

Per l'ancoraggio si prevede di impiegare una piastra di estremità annegata nel getto, che trasmette il tiro mediante compressione del calcestruzzo. Si verifica dunque: 1) che il tiro dei tirafondi non faccia superare la resistenza del calcestruzzo (compressivo); 2) che la piastra, nell'ipotesi di lastra rettangolare incastrata al tirafondo, libera al bordo esterno e con schema incastro-incastro nella parte centrale, garantisca adeguata resistenza a flessione.

Base piastra	B	=	=	100,0	mm
Lunghezza piastra	L	=	=	460,0	mm
Area della piastra	A_p	=	$L \cdot B - (n \cdot A_t)$	44184	mm ²
Trazione agente sul tirafondo	$F_{t,Ed}$	=	$n \cdot A_t \cdot \sigma_t$	375,60	kN
Resistenza di calcolo cls	f_{cd}	=	$f_{ck} \alpha / \gamma_c$	15,87	Mpa
Resistenza a compressione del cls	$F_{c,Rd}$	=	$A_p \cdot f_{cd}$	693,69	kN
Fattore di sicurezza	FS	=	$F_{t,Ed} / F_{c,Rd}$	0,54	≤ 1
Spessore piastra	s_p	=	=	20,0	mm
Pressione esercitata sul cls	p	=	$F_{t,Ed} / A_p$	8,50	MPa
Momento sollecitante 1	$M_{S,1}$	=	$pl_1^2/12$	2,05	kNm
Momento sollecitante 2	$M_{S,2}$	=	$pl_2^2/2$	1,53	kNm
Momento resistente	M_{Rd}	=	$f_{yk} W / \gamma_s$	2,25	kNm
Fattore di sicurezza	FS	=	$s_{p,min} / s_p$	0,91	≤ 1



Schema di riferimento

VERIFICA SPESSORE PIASTRA DI BASE

Base Piastra	B	=	=	450	mm
Spessore piastra	s	=	=	35	mm
	f_{yk}	=	=	355	MPa
Distanza tirafondi tesi/compressi	d	=	=	300	mm
Reazione di compressione	N_{Ed}	=	$N_{Sd}/2 + M_{Sd}/d$	428,61	kN
Asse neutro	x	=	=	13,50	cm
Momento sollecitante	M_{Ed}	=	$N_{Ed} \cdot (x - 0,8x/2)$	34,72	kNm
Modulo plastico	W_{pl}	=	$B \cdot s^2 / 4$	137812,5	mm ³
Momento resistente	$M_{t,Rd}$	=	$f_{yk} W_{pl} / \gamma_s$	39,14	kN
Fattore di sicurezza	FS	=	$M_{Ed} / M_{t,Rd}$	0,89	≤ 1

13 VERIFICHE FONDAZIONE

13.1 CALCOLO SOLLECITAZIONI TERRENO

Per le barriere fonoassorbenti si prevedono fondazioni profonde costituite da micro pali di diametro $D = 320$ mm uniti da una trave continua in c.a. con sezione rettangolare. I pali hanno una lunghezza di 7,00 m. Per le verifiche viene considerato un tratto di fondazione di lunghezza pari all'interasse tra i montanti delle barriere fonoassorbenti.

La verifica del collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno viene eseguita seguendo le indicazioni fornite dalle Norme Tecniche per le Costruzioni (paragrafo 6.4.3); secondo la verifica di sicurezza allo stato limite ultimo (SLU), deve essere rispettata la seguente condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove E_d è il valore di progetto dell'azione o degli effetti delle azioni e R_d il valore di progetto della resistenza del terreno.

La resistenza R_d può essere determinata in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici di resistenza, divisi per i coefficienti parziale γ_M specificati nella tabella 6.2.II del punto 6.2.3.1.2 (casi M1 e M2), e considerando il coefficiente parziale γ_R , che opera direttamente sulla resistenza del sistema (vedi tabella 6.4.I del punto 6.4.2.1). Le azioni e i relativi coefficienti parziali γ_F sono invece specificati nella tabella 6.2.I del punto 6.2.3.1.1 (casi A1 e A2). Dovrà essere seguito almeno uno dei due seguenti approcci:

Approccio 1:

- combinazione 1: $(A1 + M1 + R1)$
- combinazione 2: $(A2 + M2 + R2)$

Approccio 2:

- $(A1 + M1 + M3)$

Nel caso in esame si seguirà l'approccio 2.

13.2 CALCOLO PORTANZA PALO DI FONDAZIONE

Per il calcolo della portanza dei pali si ragiona in termini di tensioni totali, considerando le seguenti relazioni:

Portata di punta $Q_p = A_p \times [N_c \times c' + N_q \times \sigma_{VL}] \times R_c$

Portata laterale $Q_s = \sum_i (A_{si} \times k_{0i} \times \tan \delta_i \times \sigma_{VL,med,i})$

essendo:

- A_p area della punta del palo;
- A_s area laterale del palo;
- σ_{VL} pressione litostatica;
- $\sigma_{VL,med,i}$ pressione litostatica media dello strato i-esimo;
- k_{0i} coefficiente di correlazione tra pressione verticale ed orizzontale;
- δ_i angolo di attrito palo-terreno;
- c' coesione in condizioni drenate;
- R_c fattore riduttivo per pali trivellati;
- N_c e N_q fattori di capacità portante, funzione dell'angolo di resistenza al taglio del terreno e della tipologia costruttiva, calcolati secondo le espressioni di Vesic (per calcolo in condizioni non drenate $\phi=0$, $N_c = 9,00$ e $N_q = 0$);

Per la determinazione delle resistenze caratteristiche si deve tener conto del numero di indagini eseguite per la determinazione del terreno di fondazione e quindi applicare la seguente espressione riportata al paragrafo §6.4.3.1.1 delle NTC 2008.

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

con

Tabella 6.4.III - Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica a partire dai risultati di prove di carico statico su pali pilota.

Numero di prove di carico	1	2	3	4	≥ 5
ξ_1	1,40	1,30	1,20	1,10	1,0
ξ_2	1,40	1,20	1,05	1,00	1,0

Nel caso in oggetto, visto che il terreno di cui è costituito il rilevato ha delle caratteristiche note poiché definite da capitolato, si distingue 3 diverse situazioni:

1. Palo completamente immerso nel terreno di rilevato \Rightarrow Numero prove di carico = 10;
2. Palo immerso 5 m nel terreno di rilevato e 2 m nel terreno originale \Rightarrow Numero prove di carico = 2;
3. Palo immerso per meno di 5 m nel terreno di rilevato \Rightarrow Numero prove di carico = 1.

La determinazione delle resistenze di calcolo dipende dal tipo di approccio scelto; nel caso in esame si considera l'approccio 2 (parametri del terreno di progetto uguali a quelli caratteristici e coefficiente $\gamma_R = 2,3$

per le resistenze).

Di seguito vengono riportate le capacità portanti dei pali nelle 3 condizioni sopra descritte considerando un coefficiente $k_0 = 1,20$ ed un angolo d'attrito $\delta = \phi$ dato che si tratta di pali gettati in opera e non trivellati.

CALCOLO CAPIACITA' PORTANTE PALO DI FONDAZIONE - 1

Parametri geometrici palo				Sollecitazioni	
D1 =	0,32	m	Diametro massimo palo	M _x =	0,00 kNm
D2 =	0,32	m	Diametro minimo palo	M _y =	0,00 kNm
L =	7,00	m	Lunghezza palo	N _c =	188,23 kN
cm/m	0,00	-	Conicità	N _t =	111,13 kN
z =	-	m	Profondità falda	V _x =	0,00 kN
				V _y =	0,00 kN

Stratigrafia e Parametri geotecnici terreno - Valori medi

Strato	prof.	pot.	γ'	φ'	δ	c'	c _u	OCR	k ₀	σ _{vL,med}
1	1	1	19,0	33	33,0	0,0	0,0	1,0	1,2	9,5
2	8	7	19,0	33	33,0	0,0	0,0	1,0	1,2	85,5
3	13	5	19,0	35	35,0	0,0	0,0	1,0	1,2	199,5
4	13	0	0,0	0	0,0	0,0	0,0	1,0	1,0	0,0
5	13	0	0,0	0	0,0	0,0	0,0	1,0	1,0	0,0
6	13	0	0,0	0	0,0	0,0	0,0	1,0	1,0	0,0
7	13	0	0,0	0	0,0	0,0	0,0	1,0	1,0	0,0
8	13	0	0,0	0	0,0	0,0	0,0	1,0	1,0	0,0
9	13	0	0,0	0	0,0	0,0	0,0	1,0	1,0	0,0
10	13	0	0,0	0	0,0	0,0	0,0	1,0	1,0	0,0

Grandezze derivate

$$\sigma_{vL} = 247 \text{ kN/m}^2$$

γ' peso di volume
φ' angolo di resistenza al taglio
c' coesione

Calcolo a profondità (m) 7,00

Calcolo in condizioni drenate

Strato in oggetto

σ _{vA} =	Falda Assente	kN/m ²	2	-
σ _{vL,n} =		kN/m ²	133,0	
N _q = e ^{π tan φ'} tan ² (45°+φ'/2)	=		26,09	-
N _c = (N _q -1) ctg φ'	=		38,64	-
k ₀ = (1-sen φ') · OCR ^{0,5}	=		0,455	-
σ' _{L,n} =	=	kN/m ²	84,7	
N _σ =	=		0	-
c =	=	kN/m ²	0,00	

prof. profondità max strato
pot. potenza strato
σ_{vL} pressione litostatica
σ_{vA} pressione idrostatica
δ angolo d'attrito terreno - palo

Resistenza di punta

Pali trivellati

Formula di Vesic

$$q_p = 3470,2 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_p = 279,1 \text{ kN}$$

Resistenza laterale

Metodo b

$$Q_s = 409,3 \text{ kN}$$

Numero di verticali indagate

10

Fattore di correlazione ξ₃

1,40

Fattore di correlazione ξ₄

1,21

$$R_{c,k} = 292,4 \text{ kN}$$

$$R_{c,d} = 254,2 \text{ kN}$$

$$R_{t,k} = 292,4 \text{ kN}$$

$$R_{t,d} = 233,9 \text{ kN}$$

$R_{c,d} / (N + W_{palo}) =$	1,26	≥ 1	Verificato
$R_{t,d} / N =$	2,10	≥ 1	Verificato

CALCOLO CAPIACITA' PORTANTE PALO DI FONDAZIONE - 2

Parametri geometrici palo				Sollecitazioni	
D1 =	0,32	m	Diametro massimo palo	$M_x =$	0,00 kNm
D2 =	0,32	m	Diametro minimo palo	$M_y =$	0,00 kNm
L =	7,00	m	Lunghezza palo	$N_c =$	188,23 kN
cm/m	0,00	-	Conicità	$N_t =$	111,13 kN
z =	-	m	Profondità falda	$V_x =$	0,00 kN
				$V_y =$	0,00 kN

Stratigrafia e Parametri geotecnici terreno - Valori medi

Strato	prof.	pot.	γ'	ϕ'	δ	c'	c_u	OCR	k_0	$\sigma_{vL,med}$
1	5	5	19,0	33	33,0	0,0	0,0	1,0	1,2	47,5
2	6	1	19,0	35	35,0	0,0	0,0	1,0	1,2	104,5
3	11	5	19,0	35	35,0	0,0	0,0	1,0	1,2	161,5
4	11	0	0,0	0	0,0	0,0	0,0	1,0	1,0	0,0
5	11	0	0,0	0	0,0	0,0	0,0	1,0	1,0	0,0
6	11	0	0,0	0	0,0	0,0	0,0	1,0	1,0	0,0
7	11	0	0,0	0	0,0	0,0	0,0	1,0	1,0	0,0
8	11	0	0,0	0	0,0	0,0	0,0	1,0	1,0	0,0
9	11	0	0,0	0	0,0	0,0	0,0	1,0	1,0	0,0
10	11	0	0,0	0	0,0	0,0	0,0	1,0	1,0	0,0

Grandezze derivate

$$\sigma_{vL} = 209 \text{ kN/m}^2$$

γ' peso di volume
 ϕ' angolo di resistenza al taglio
 c' coesione

Calcolo a profondita (m) 7,00

prof. profondita max strato
 pot. potenza strato
 σ_{vL} pressione litostatica
 σ_{vA} pressione idrostatica
 δ angolo d'attrito terreno - palo

Calcolo in condizioni drenate

Strato in oggetto

$\sigma_{vA} =$	Falda Assente	3	-	kN/m ²
$\sigma_{vL,n} =$		133,0		kN/m ²
$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \tan^2(45^\circ + \phi'/2)$	=	33,30		-
$N_c = (N_q - 1) \text{ctg } \phi'$	=	46,12		-
$k_0 = (1 - \text{sen } \phi') \cdot \text{OCR}^{0,5}$	=	0,426		-
$\sigma'_{L,n} =$	=	82,1		kN/m ²
$N_\sigma =$	=	0		-
$c =$	=	0,00		kN/m ²

Resistenza di punta

Resistenza laterale

Pali trivellati

Metodo b

Formula di Vesic

$$q_p = 4428,4 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_p = 356,2 \text{ kN}$$

$$Q_s = 410,8 \text{ kN}$$

Numero di verticali indagate

2

$$R_{c,k} = 248,9 \text{ kN}$$

Fattore di correlazione ξ_3

1,65

$$R_{c,d} = 216,5 \text{ kN}$$

Fattore di correlazione ξ_4

1,55

$$R_{t,k} = 248,9 \text{ kN}$$

$$R_{t,d} = 199,2 \text{ kN}$$

$R_{c,d} / (N + W_{\text{palo}}) =$	1,07	≥ 1	Verificato
$R_{t,d} / N =$	1,79	≥ 1	Verificato

CALCOLO CAPIACITA' PORTANTE PALO DI FONDAZIONE - 3

Parametri geometrici palo				Sollecitazioni	
D1 =	0,32	m	Diametro massimo palo	$M_x =$	0,00 kNm
D2 =	0,32	m	Diametro minimo palo	$M_y =$	0,00 kNm
L =	7,00	m	Lunghezza palo	$N_c =$	188,23 kN
cm/m	0,00	-	Conicità	$N_t =$	111,13 kN
z =	-	m	Profondità falda	$V_x =$	0,00 kN
				$V_y =$	0,00 kN

Stratigrafia e Parametri geotecnici terreno - Valori medi

Strato	prof.	pot.	γ'	ϕ'	δ	c'	c_u	OCR	k_0	$\sigma_{VL,med}$
1	4,5	4,5	19,0	33	33,0	0,0	0,0	1,0	1,2	42,8
2	5,5	1	19,0	35	35,0	0,0	0,0	1,0	1,2	95,0
3	10,5	5	19,0	35	35,0	0,0	0,0	1,0	1,2	152,0
4	10,5	0	0,0	0	0,0	0,0	0,0	1,0	1,0	0,0
5	10,5	0	0,0	0	0,0	0,0	0,0	1,0	1,0	0,0
6	10,5	0	0,0	0	0,0	0,0	0,0	1,0	1,0	0,0
7	10,5	0	0,0	0	0,0	0,0	0,0	1,0	1,0	0,0
8	10,5	0	0,0	0	0,0	0,0	0,0	1,0	1,0	0,0
9	10,5	0	0,0	0	0,0	0,0	0,0	1,0	1,0	0,0
10	10,5	0	0,0	0	0,0	0,0	0,0	1,0	1,0	0,0

Grandezze derivate

$$\sigma_{VL} = 199,5 \text{ kN/m}^2$$

γ' peso di volume
 ϕ' angolo di resistenza al taglio
 c' coesione

Calcolo a profondita (m) 7,00

Calcolo in condizioni drenate

Strato in oggetto

$\sigma_{VA} =$	Falda Assente	3	-	kN/m ²
$\sigma_{VL,n} =$		133,0		kN/m ²
$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \tan^2(45^\circ + \phi'/2)$	=	33,30	-	
$N_c = (N_q - 1) \text{ctg } \phi'$	=	46,12	-	
$k_0 = (1 - \text{sen } \phi') \cdot \text{OCR}^{0,5}$	=	0,426	-	
$\sigma'_{L,n} =$	=	82,1		kN/m ²
$N_\sigma =$	=	0	-	
$c =$	=	0,00		kN/m ²

prof. profondita max strato
 pot. potenza strato
 σ_{VL} pressione litostatica
 σ_{VA} pressione idrostatica
 δ angolo d'attrito terreno - palo

Resistenza di punta

Pali trivellati

Formula di Vesic

$$q_p = 4428,4 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_p = 356,2 \text{ kN}$$

Resistenza laterale

Metodo b

$$Q_s = 423,6 \text{ kN}$$

Numero di verticali indagate

1

Fattore di correlazione ξ_3

1,70

Fattore di correlazione ξ_4

1,70

$$R_{c,k} = 249,1 \text{ kN}$$

$$R_{c,d} = 216,7 \text{ kN}$$

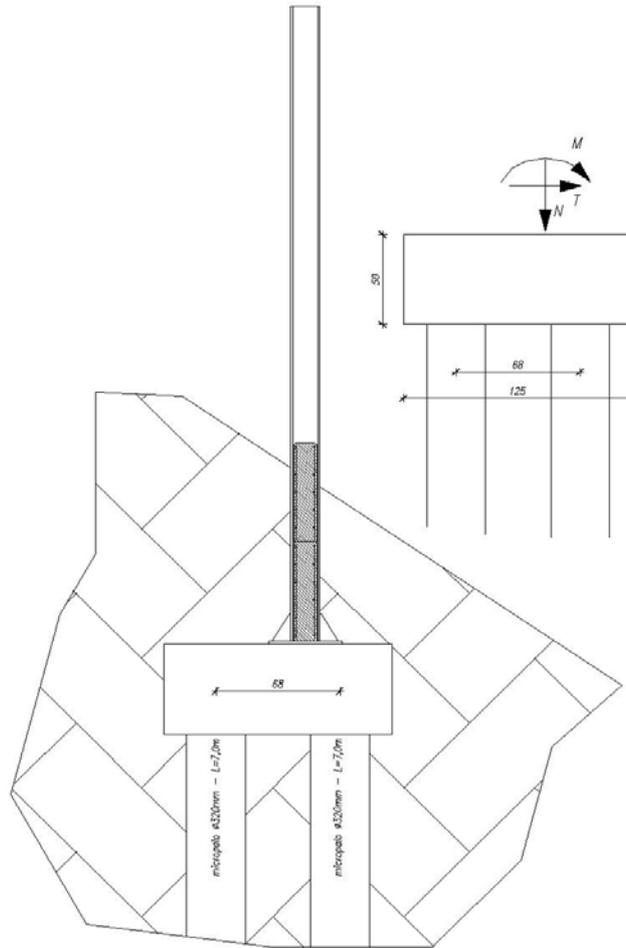
$$R_{t,k} = 249,1 \text{ kN}$$

$$R_{t,d} = 199,3 \text{ kN}$$

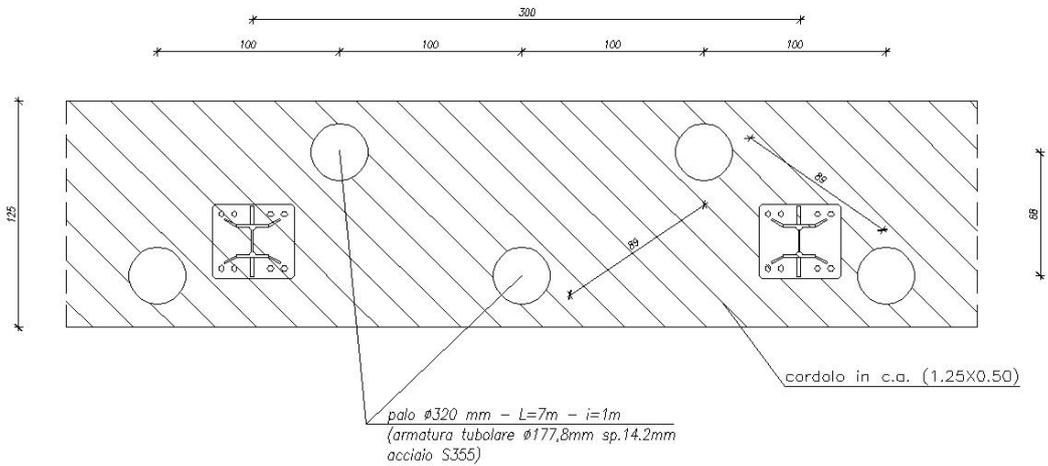
$R_{c,d} / (N + W_{palo}) =$	1,07	≥ 1	Verificato
$R_{t,d} / N =$	1,79	≥ 1	Verificato

13.3 VERIFICA PORTANZA PALI DI FONDAZIONE

La struttura viene sostenuta da micro pali in c.a. di diametro $D = 320$ mm e lunghezza $7,00$ m, disposti con interasse di 2 m su due file sfalsate (vedi immagine).



Sezione di verifica



Posizionamento Pali

13.3.1 Verifica per pannelli h = 2,00 m

Dati sezione:

h	0,50	Altezza
B	1,20	Base
a	0,68	Braccio coppia agente su pali
i	3,00	Interasse di calcolo

Si ottiene quindi:

$$M_{Sd} = \gamma_{Rd} \cdot (M_{SLV} + V_{SLV} \cdot h) = 1,1 \cdot (109,2 + 37,56 \cdot 0,50) = 140,67 \text{ kNm}$$

$$N_{Tot} = \gamma_{Rd} \cdot (N_{SLV} + W_{fond} + W_{perm}) = 1,1 \cdot (2,00 + 0,50 \cdot 1,25 \cdot 25 \cdot 3,00 + 5,00 \cdot 3,90 \cdot 3,00) = 118,11 \text{ kN}$$

Da cui si ottiene la sollecitazione sul singolo palo, considerando la presenza di un palo ogni 2 metri,

$$N_{Sd,c} = (M_{Sd} / a + N_{Tot}) \cdot 2/3 = (140,67 / 0,68 + 118,11/2) \cdot 2/3 = 177,28 \text{ kN}$$

$$N_{Sd,t} = (M_{Sd} / a - N_{Tot}) \cdot 2/3 = (140,67 / 0,68 - 105,90/2) \cdot 2/3 = 102,61 \text{ kN}$$

Dal capitolo precedente si ha:

$$R_{c,d} = 216,5 \text{ kN}$$

$$R_{t,d} = 199,2 \text{ kN}$$

da cui

- Verifica a compressione

$$R_{c,d} / (N_{Sd,c} + W_{palo}) = 216,5 / (177,28 + 25 \cdot 0,080 \cdot 7,00) = 1,13 \geq 1$$

- Verifica a trazione

$$R_{c,d} / (N_{Sd,t}) = 199,2 / (102,61) = 1,94 \geq 1$$

$$FS_{min} = 1,13 \geq 1 \quad \text{Verificato}$$

13.3.2 Verifica per pannelli h = 3,00 m

Dati sezione:

h	0,50	Altezza
B	1,20	Base
a	0,68	Braccio coppia agente su pali
i	3,00	Interasse di calcolo

Si ottiene quindi:

$$M_{Sd} = \gamma_{Rd} \cdot (M_{SLV} + V_{SLV} \cdot h) = 1,1 \cdot (116,87 + 40,45 \cdot 0,50) = 150,80 \text{ kNm}$$

$$N_{Tot} = \gamma_{Rd} \cdot (N_{SLV} + W_{fond} + W_{perm}) = 1,1 \cdot (2,15 + 0,50 \cdot 1,25 \cdot 25 \cdot 3,00 + 5,00 \cdot 4,20 \cdot 3,00) = 123,23 \text{ kN}$$

Da cui si ottiene la sollecitazione sul singolo palo, considerando la presenza di un palo ogni 2 metri,

$$N_{Sd,c} = (M_{Sd} / a + N_{Tot}) \cdot 2/3 = (150,80 / 0,68 + 123,23/2) \cdot 2/3 = 188,92 \text{ kN}$$

$$N_{Sd,t} = (M_{Sd} / a - N_{Tot}) \cdot 2/3 = (150,80 / 0,68 - 110,15/2) \cdot 2/3 = 111,13 \text{ kN}$$

Dal capitolo precedente si ha:

$$R_{c,d} = 216,5 \text{ kN}$$

$$R_{t,d} = 199,2 \text{ kN}$$

da cui

- Verifica a compressione

$$R_{c,d} / (N_{Sd,c} + W_{palo}) = 216,5 / (188,92 + 25 \cdot 0,080 \cdot 7,00) = 1,07 \geq 1$$

- Verifica a trazione

$$R_{t,d} / (N_{Sd,t}) = 199,2 / (111,13) = 1,79 \geq 1$$

$$FS_{min} = 1,07 \geq 1 \quad \text{Verificato}$$

13.3.3 Verifica per pannelli h = 3,50 m

Dati sezione:

h	0,50	Altezza
B	1,20	Base
a	0,68	Braccio coppia agente su pali
i	3,00	Interasse di calcolo

Si ottiene quindi:

$$M_{Sd} = \gamma_{Rd} \cdot (M_{SLV} + V_{SLV} \cdot h) = 1,1 \cdot (105,95 + 38,52 \cdot 0,50) = 137,73 \text{ kNm}$$

$$N_{Tot} = \gamma_{Rd} \cdot (N_{SLV} + W_{fond} + W_{perm}) = 1,1 \cdot (2,05 + 0,50 \cdot 1,25 \cdot 25 \cdot 3,00 + 5,00 \cdot 4,00 \cdot 3,00) = 119,82 \text{ kN}$$

Da cui si ottiene la sollecitazione sul singolo palo, considerando la presenza di un palo ogni 2 metri,

$$N_{Sd,c} = (M_{Sd} / a + N_{Tot}) \cdot 2/3 = (137,73 / 0,68 + 119,82/2) \cdot 2/3 = 174,97 \text{ kN}$$

$$N_{Sd,t} = (M_{Sd} / a - N_{Tot}) \cdot 2/3 = (137,73 / 0,68 - 119,82/2) \cdot 2/3 = 99,35 \text{ kN}$$

Dal capitolo precedente si ha:

$$R_{c,d} = 216,5 \text{ kN}$$

$$R_{t,d} = 199,2 \text{ kN}$$

da cui

- Verifica a compressione

$$R_{c,d} / (N_{Sd,c} + W_{palo}) = 216,5 / (174,97 + 25 \cdot 0,080 \cdot 7,00) = 1,15 \geq 1$$

- Verifica a trazione

$$R_{t,d} / (N_{Sd,t}) = 199,2 / (99,35) = 2,01 \geq 1$$

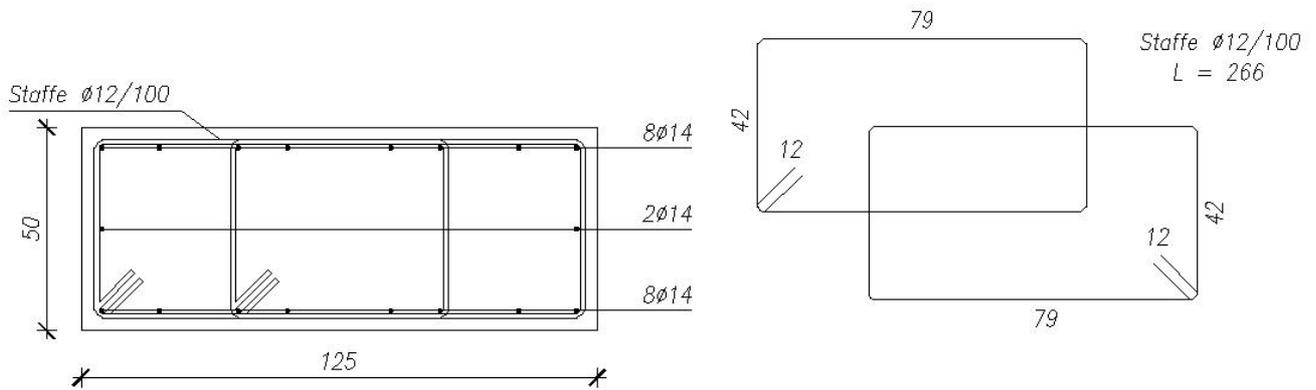
$$FS_{min} = 1,24 \geq 1 \quad \text{Verificato}$$

13.4 VERIFICA DELLA SEZIONE DELLA TRAVE DI COLLEGAMENTO

Dati i ridotti carichi verticali e i momenti trascurabili in direzione longitudinale l'armatura in tal senso viene definita al fine di resistere al momento torcente che si sviluppa sulla trave, così come l'armatura trasversale. Il momento torcente ed il taglio che sollecitano la trave in c.a. vengono assunti uguali alle sollecitazioni alla base del montante.

$$T_{Sd} = 116,87 \text{ kNm}$$

$$V_{Sd} = 40,45 \text{ kN}$$

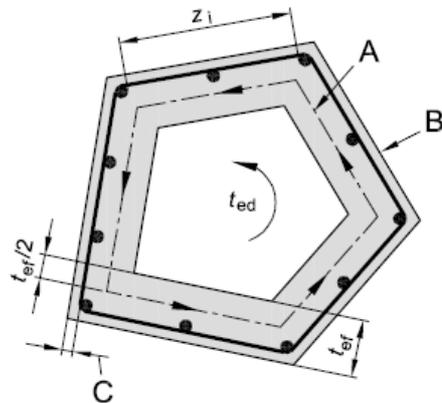


Sezione di verifica

13.4.1 Verifica a torsione

La verifica di resistenza (SLU) consiste nel controllare che $T_{Rd} \geq T_{Sd}$. Con riferimento al paragrafo §4.1.2.1.4 delle NTC 2008 si ha che:

- A Linea media
- B Perimetro esterno della sezione effettiva, di sviluppo u
- C Copriferro



resistenza del calcestruzzo:

$$T_{Rcd} = 2 \cdot A \cdot t \cdot f'_{cd} \cdot ctg \theta / (1 + ctg^2 \theta)$$

dove:

t spessore della sezione cava: per sezioni piene $t = A_c / u$ e comunque $t \geq 2$ volte la distanza tra bordo e centro dell'armatura longitudinale;

A_c area della sezione;

u perimetro della sezione

resistenza staffe trasversali:

$$T_{Rsd} = 2 \cdot A \cdot \frac{A_s}{s} \cdot f_{yd} \cdot ctg \theta$$

A area racchiusa dalla fibra media del profilo periferico;

A_s area staffe;

s passo staffe;

resistenza armatura longitudinale:

$$T_{Rld} = 2 \cdot A \cdot \frac{\sum A_l}{u_m} \cdot f_{yd} / ctg \theta$$

$\sum A_l$ area complessiva delle barre longitudinali;

La resistenza a torsione della trave è la minore delle tre sopra definite:

$$T_{Rd} = \min(T_{Rcd}, T_{Rsd}, T_{Rld})$$

L'inclinazione θ delle bielle compresse di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti

$$0,4 \leq ctg \theta \leq 2,5$$

Entro questi limiti, nel caso di torsione pura, può porsi

$$ctg \theta = (a_l / a_s)^{1/2}$$

con:

$a_l = \sum A_l / u_m$ dove u_m è il perimetro della fibra media

$a_s = A_s / s$

Si ha quindi:

A_c	625000	mm ²
u	3500	mm
t	178,6	mm
A	127551	mm ²
A_s	1 ϕ 12 = 113	mm ²
s	100	mm

ΣA_l	18 ϕ 14 = 2770	mm ²
u_m	2071,4	mm
a_l	1,338	-
a_s	1,131	-
$\text{ctg}\theta$	1,088	-

da cui si ottiene:

$$T_{Rcd} = 180,06 \text{ kNm}$$

$$T_{Rsd} = 122,78 \text{ kNm}$$

$$T_{Rld} = 122,78 \text{ kNm}$$

$$T_{Rd} = 122,78 \text{ kNm}$$

$$FS = T_{sd} / T_{Rd} = 0,952 \leq 1$$

13.4.2 Verifiche a taglio

La resistenza a taglio per elementi con armature trasversali resistenti al taglio si valuta come esplicitato nel paragrafo §4.1.2.1.3.2 delle N.T.C.2008 e di seguito illustrato.

La resistenza a taglio V_{Rd} di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati. L'inclinazione θ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$1 \leq \text{ctg } \theta \leq 2,5 \quad (4.1.16)$$

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} \quad (4.1.17)$$

dove V_{Ed} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio trazione" si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin \alpha \quad (4.1.18)$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio compressione" si calcola con

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta) \quad (4.1.19)$$

La resistenza al taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd}) \quad (4.1.20)$$

dove d , b_w e σ_{cp} hanno il significato già visto in § 4.1.2.1.3.1. e inoltre si è posto:

A_{sw}	area dell'armatura trasversale;	
s	interasse tra due armature trasversali consecutive;	
α	angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;	
f'_{cd}	resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ($f'_{cd} = 0,5 \cdot f_{cd}$);	
α_c	coefficiente maggiorativo pari a	
	1	per membrature non compresse
	$1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$	per $0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$
	1,25	per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$
	$2,5(1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$	per $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

Nel caso in esame, all'interno della zona critica, si ha:

$$d = 1190 \text{ mm}$$

$$b_w = 500 \text{ mm}$$

$$A_{sw} = 226 \text{ mm}^2$$

$$f_{cd} = 15,9 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = 391 \text{ MPa}$$

$$s = 100 \text{ mm} / 200 \text{ mm}$$

$$\alpha_c = 1 \text{ – in favore di sicurezza}$$

$$\alpha = 90^\circ$$

con

$$\text{cotg}\theta = 1,088 \Rightarrow \text{cotg}\theta = 1,088 \text{ imposto dalla verifica a torsione}$$

Da cui

In zona critica

$$V_{Rsd} = 947950 \text{ N} = 947 \text{ kN}$$

$$V_{Rcd} = 2124150 \text{ N} = 2124 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}; V_{Rcd}) = 947 \text{ kN} \geq 40,45 \text{ kN}$$

$$FS = V_{Ed}/V_{Rd} = \mathbf{0,043} \leq 1$$

Verificato

Fuori zona critica

$$V_{Rsd} = 473980 \text{ N} = 473 \text{ kN}$$

$$V_{Rcd} = 2124150 \text{ N} = 2124 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}; V_{Rcd}) = 475 \text{ kN} \geq 40,45 \text{ kN}$$

$$FS = V_{Ed}/V_{Rd} = 0,090 \leq 1 \quad \text{Verificato}$$

Si deve comunque verificare che senza armature resistenti a taglio sia:

$$v_{Rd} = 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c \geq v_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

con

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

d è l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$);

$$v_{Rd} = 0,398 \geq 0,233 \quad \text{Verificato}$$

13.4.3 Verifiche per contemporaneità di torsione e taglio

Considerando i risultati dei paragrafi precedenti e le richieste del paragrafo §4.1.2.1.4.b) delle NTC 2008

$$V_{Ed} / V_{Rd} + T_{Sd} / T_{Rd} = 0,952 + 0,043 = 0,995 \leq 1 \quad \text{Verificato}$$

13.5 VERIFICA DELLA DI RESISTENZA PALI DI FONDAZIONE

Il micropalo di diametro $D = 320$ mm viene costruito mediante un elemento tubolare in acciaio S355 con le seguenti caratteristiche:

$$\phi = 177,8 \text{ mm}$$

$$s = 14,2 \text{ mm}$$

$$A = 7300 \text{ mm}^2$$

$$W = 277000 \text{ mm}^3$$

13.5.1 Verifica a compressione

Applicando quanto prescritto dalle NTC 2008 al paragrafo §4.2.4.1.2 si ha:

$$N_{c,Rd} = A \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 7300 \cdot 355 / 1,05 = 2468 \text{ kN}$$

$$FS = N_{Ed} / N_{c,Rd} = 0,08 \leq 1 \quad \text{Verificato}$$

13.5.2 Verifica a taglio anima in acciaio

Applicando quanto prescritto dalle NTC 2008 al paragrafo §4.2.4.1.2 si ha:

$$A_v = 2 \cdot A / \pi = 2 \cdot 7300 / 3,14 = 4647 \text{ mm}^2$$

$$V_{c,Rd} = A_v \cdot f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}) = 4647 \cdot 355 / (\sqrt{3} \cdot 1,05) = 907 \text{ kN}$$

$$FS = V_{Ed} / V_{c,Rd} = 0,13 \leq 1 \quad \text{Verificato}$$

13.5.3 Verifica a flessione anima in acciaio

Si esegue di seguito la verifica a flessione dell'anima in acciaio del palo di fondazione anche se, visto lo schema statico e il meccanismo di funzionamento, risulta ridondante. Il momento sollecitante viene considerato metà di M_{Sd} utilizzato nella verifica dei pali.

Applicando quanto prescritto dalle NTC 2008 al paragrafo §4.2.4.1.2 si ha:

$$W_{pl} = 339864 \text{ mm}^3$$

$$M_{c,Rd} = W_{pl} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 339864 \cdot 355 / 1,05 = 114,91 \text{ kNm}$$

$$FS = M_{Ed} / M_{c,Rd} = 0,66 \leq 1 \quad \text{Verificato}$$

BARRIERE FONO RIFLETTENTI SU ASSE PRINCIPALE

15 NORMATIVA DI RIFERIMENTO E CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Normativa di riferimento e classe dei materiali sono congruenti a quanto riportato nei capitoli §3 e §4 della presente relazione, ad esclusione di quanto riportato di seguito.

Calcestruzzo C32/40 PER CORDOLI DI FONDAZIONE SU RILEVATO

Con riferimento alla classificazione di cui al §3.1 della UNI 11104 il calcestruzzo dovrà avere la classe di esposizione **XC4-XF2**. Il calcestruzzo dovrà inoltre rispettare le seguenti caratteristiche di cui al Prospetto 4 della UNI 11104:

- rapporto A/C non maggiore di 0,50;
- dosaggio di cemento non minore di 340kg/mc;
- cemento tipo I 32,5 R (UNI EN 450);
- consistenza del calcestruzzo "fluida" di classe S4;
- aggregati di tipo non gelivo vagliato e lavato;
- diametro massimo inerte: 20mm;
- contenuto massimo di cloruri: 0,20%;
- copriferro: 40mm.

resistenza caratteristica cubica	$R_{ck} =$	40,00	MPa
resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck} = 0,83R_{ck} =$	32,00	MPa
resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm} = 0,30 f_{ck}^{2/3} =$	6,40	MPa
resistenza media a flessione	$f_{cfm} = 1,2 \cdot f_{ctm} =$	7,68	MPa
resistenza caratteristica a trazione semplice (5%)	$f_{ctk} = 0,7 f_{ctm} =$	4,48	MPa
resistenza caratteristica a trazione semplice (95%)	$f_{ctk} = 1,3 \cdot f_{ctm} =$	8,32	MPa
modulo di Young	$E_c = 5700 R_{ck}^{1/2} =$	36.049,97	MPa
	$G =$	21.629,98	MPa
coefficiente di sicurezza del calcestruzzo - SLU	$\gamma_c =$	1,50	
resistenza di calcolo a compressione - SLU	$f_{cd} = 0,85 \cdot f_{ck} / \gamma_c =$	18,13	MPa
resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLU	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c =$	2,98	MPa
massima tensione di compressione in ESERCIZIO			
	comb. rara	$\sigma_{c ad} = 0,60 \cdot f_{ck} =$	19,20 MPa
	comb. quasi permanente	$\sigma_{c ad} = 0,45 \cdot f_{ck} =$	14,40 MPa
peso specifico	p.s. =	25,00	KN/m ³

16 CRITERI DI ANALISI E VERIFICA, STRUMENTI DI CALCOLO E CLASSIFICAZIONE MENBRATURE

Per quanto riguarda criteri di analisi e verifica, strumenti di calcolo e classificazione delle membrature si fa riferimento a quanto esposto nei capitoli §6, §7, §8.

17 ANALISI DEI CARICHI

17.1 PESI PROPRI

I pesi propri che interessano il calcolo sono:

Profilo HEA 140: 0,247 kN/m

17.2 PESI PERMANENTI PORTATI

I pesi permanenti portati che interessano il calcolo sono:

Pannelli in PMMA: 2,40 kN/m²

17.3 VENTO

Le azioni statiche del vento sono costituite da pressioni e depressioni agenti normalmente alle superfici, sia esterne che interne, degli elementi che compongono la costruzione. L'azione del vento sul singolo elemento viene determinata considerando la combinazione più gravosa della pressione agente sulla superficie esterna e della pressione agente sulla superficie interna dell'elemento.

Nel caso di costruzioni o elementi di grande estensione, si deve inoltre tenere conto delle azioni tangenti esercitate dal vento. Si riporta il calcolo delle pressioni:

PRESSIONE DEL VENTO

La pressione del vento viene calcolata nel rispetto delle prescrizioni delle Nuove Norme Tecniche 2008:

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

dove:

q_b : pressione cinetica di riferimento (§ 3.3.6)

c_e : coefficiente di esposizione (§ 3.3.7)

c_p : coefficiente di forma

c_d : coefficiente dinamico (§ 3.3.8)

AZIONE TANGENZIALE DEL VENTO

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

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_f$$

dove:

q_b : pressione cinetica di riferimento (§ 3.3.6)

c_e : coefficiente di esposizione (§ 3.3.7)

c_f : coefficiente d'attrito, funzione della scabrezza della superficie sulla quale il vento esercita l'azione tangente. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento.

PRESSIONE CINETICA DI RIFERIMENTO

La pressione cinetica di riferimento q_b (in N/m^2) è data dall'espressione:

$$q_b = 1/2 \cdot \rho \cdot v_b^2$$

dove:

- v_b : velocità di riferimento del vento (in m/s);
- ρ : densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a $1,25 \text{ kg/m}^3$.

La **velocità di riferimento** v_b è il valore caratteristico della velocità del vento a 10 m dal suolo su un terreno di categoria di esposizione II (vedi Tab. 3.3.II), mediata su 10 minuti e riferita ad un periodo di ritorno di 50 anni.

In mancanza di specifiche ed adeguate indagini statistiche v_b è data dall'espressione:

$$\begin{aligned} v_b &= v_{b,0} & a_s &\leq a_0 \\ v_b &= v_{b,0} + k_a (a_s - a_0) & a_0 &\leq a_s \leq 1500 \text{ m} \end{aligned}$$

dove:

- $v_{b,0}$, a_0 , k_a sono parametri forniti nella Tab. 3.3.I e legati alla regione in cui sorge la costruzione in esame, in funzione delle zone definite in Fig. 3.3.1;
- a_s è l'altitudine sul livello del mare (in m) del sito ove sorge la costruzione.

COEFFICIENTE DI ESPOSIZIONE

Il coefficiente di esposizione c_e dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno, e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. In assenza di analisi specifiche che tengano in conto la direzione di provenienza del vento e l'effettiva scabrezza e topografia del terreno che circonda la costruzione, per altezze sul suolo non maggiori di $z = 200 \text{ m}$, esso è dato dalla formula:

$$\begin{aligned} c_e(z) &= k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) \cdot [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)] & z &\geq z_{\min} & (\S 3.3.5) \\ c_e(z) &= c_e(z_{\min}) & z &< z_{\min} \end{aligned}$$

dove:

- k_r , z_0 , z_{\min} : assegnati in Tab. 3.3.II in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione;
- c_t : coefficiente di topografia.

COEFFICIENTE DI FORMA

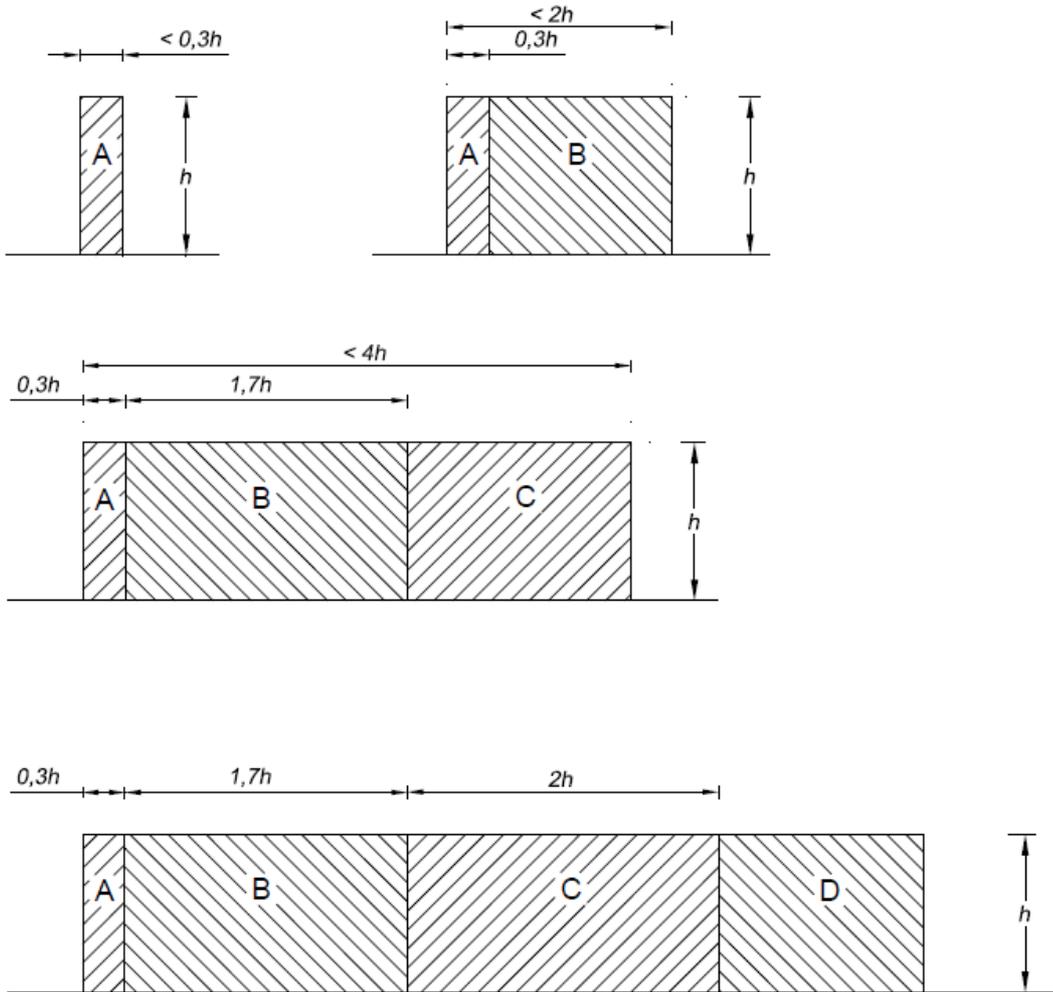


Figura G.21 – Suddivisione di muri e parapetti in aree di uguale pressione complessiva.

φ	Chiusura laterale	l/h	A	B	C	D
1,0	no	<3	2,3	1,4	1,2	1,2
		5	2,9	1,8	1,4	
		>10	3,4	2,1	1,7	
	si	tutti	2,1	1,8	1,4	
0,8	si/no	tutti	1,2			

COEFFICIENTE DINAMICO

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

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

$$c_d = \mathbf{1,00} \quad (\S 3.3.8)$$

COEFFICIENTE DI ATTRITO

Il coefficiente di attrito viene calcolato in riferimento all' Circolare 2-2-2009-Capitolo C3.3.11- Tabella C3.3.I:

Tabella C3.3.I Valori del coefficiente d'attrito

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

Viene considerata solamente l'azione del vento in direzione ortogonale ai pannelli fonoassorbenti poiché in direzione in direzione parallela offrono al vento una superficie trascurabile.

I calcoli della spinta del vento sono riportati nel capitolo §9.3. Per le verifiche si utilizza comunque, a favore di sicurezza, un valore della spinta pari a 2,50 kN/m², preso dalla relazione di calcolo dell'opera su cui sono posizionate le barriere.

17.4 AZIONI DELLA TEMPERATURA

Non si considerano gli effetti delle variazioni termiche, considerato il limitato sviluppo delle strutture ed il loro schema statico (mensola isostatica).

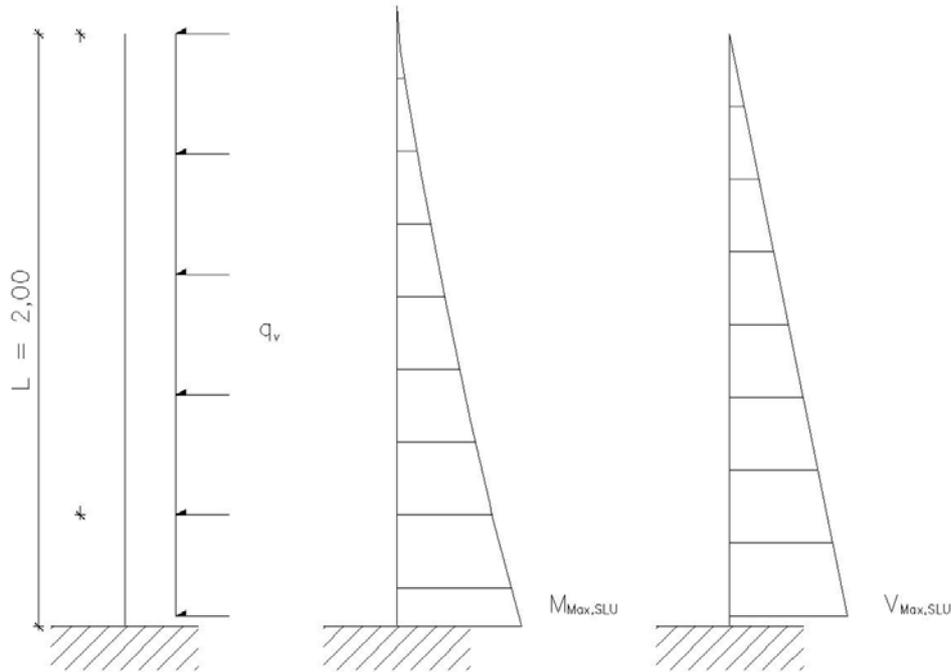
18 COEFFICIENTI SISMICI E COMBINAZIONI DI CARICO

Per quanto riguarda i coefficienti sismici utilizzati e le combinazioni di carico si fa riferimento a quanto esposto nei capitoli §10 e §11.

19 VERIFICA DEGLI ELEMENTI AGLI S.L.U

19.1 MONTANTI HEA 140 – per pannelli H = 2,00 m

Si eseguono di seguito i calcoli delle sollecitazioni:



Schema statico e diagrammi sollecitazioni

Altezza montante	h =	2,00	m
Altezza applicazione carico	h' =	2,00	m
Interasse tra montanti	i =	3,00	m
Peso proprio montante	P _p =	0,247 · 2,00 = 0,49	kN
Spinta del vento	q _v =	2,50	kN/m ²
Massa sismica	W =	2,40 · 2,00 · 3,00 = 14,40	kN
Ordinata spettro SLV	a _g / g =	0,642	-

Sollecitazioni statiche:

Momento massimo alla base:

$$M_{\max} = 2,50 \cdot 3,00 \cdot 2,00^2 / 2 = 15,00 \text{ kNm}$$

$$\Rightarrow M_{\text{Sd,SLU}} = 1,5 \cdot M_{\max} = 22,50 \text{ kNm}$$

Taglio massimo alla base:

$$V_{\max} = 2,50 \cdot 3,00 \cdot 2,00 = 15,00 \text{ kN}$$

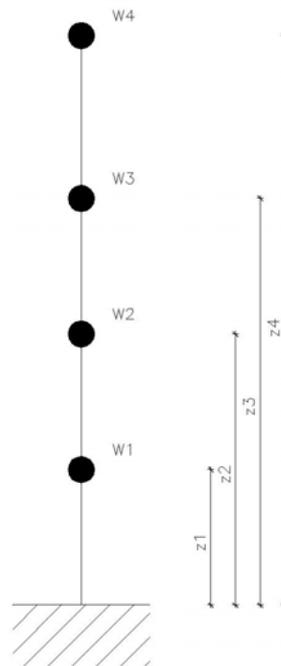
$$\Rightarrow V_{\text{Sd,SLU}} = 1,5 \cdot V_{\max} = 22,50 \text{ kN}$$

Carico assiale massimo alla base:

$$N_{\max} = 0,49 + 14,40 + 0,08 = 14,97 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow N_{\text{Sd,SLU}} = 1,5 \cdot N_{\max} = 22,46 \text{ kN}$$

Sollecitazioni sismiche, analisi statica lineare:



Distribuzione delle masse per analisi statica

$$W_1 = 2,40 \cdot 3,00 \cdot 0,50 = 3,60 \text{ kN}$$

$$W_2 = 2,40 \cdot 3,00 \cdot 0,50 = 3,60 \text{ kN}$$

$$W_3 = 2,40 \cdot 3,00 \cdot 0,50 = 3,60 \text{ kN}$$

$$W_4 = 2,40 \cdot 3,00 \cdot 0,50/2 = 1,80 \text{ kN}$$

$$F_h = W_{\text{tot}} \cdot a_g/g = 9,25 \text{ kN}$$

$$F_1 = F_h \cdot z_1 \cdot W_1 / (\sum_i z_i \cdot W_i) = 1,16 \text{ kN}$$

$$F_2 = F_h \cdot z_2 \cdot W_2 / (\sum_i z_i \cdot W_i) = 2,31 \text{ kN}$$

$$F_3 = F_h \cdot z_3 \cdot W_3 / (\sum_i z_i \cdot W_i) = 3,47 \text{ kN}$$

$$F_4 = F_h \cdot z_4 \cdot W_4 / (\sum_i z_i \cdot W_i) = 2,31 \text{ kN}$$

Momento massimo alla base:

$$M_{\text{Sd,SLV}} = \sum F_i \cdot z_i = 12,71 \text{ kNm}$$

Taglio massimo alla base:

$$V_{\text{Sd,SLV}} = \sum F_i = 9,25 \text{ kN}$$

Carico assiale massimo alla base:

$$N_{\text{Sd,SLV}} = 14,97 \text{ kN}$$

19.2 VERIFICA PROFILO

La combinazione che porta alla verifica più gravosa è riportata di seguito:

		H = 2,00
Statica SLU	$M_{Sd,SLU}$	22,50
	$V_{Sd,SLU}$	22,50
	$N_{Sd,SLU}$	22,46
Sismica SLV	$M_{Sd,SLV}$	12,71
	$V_{Sd,SLV}$	9,25
	$N_{Sd,SLV}$	14,97

Si ha quindi:

The screenshot shows the 'Doppio T Laminati - F1 per aiuto' software interface. The main window contains a table of HE profiles, a section diagram, and various input fields for material properties and design parameters.

Table of HE Profiles:

designation	g (Kg/m)	h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	r1 (mm)
HE 100 A	16,7	96	100	5,00	8,00	12,00
HE 120 A	19,9	114	120	5,00	8,00	12,00
HE 140 A	24,7	133	140	5,50	8,50	12,00
HE 160 A	30,4	152	160	6,00	9,00	15,00
HE 180 A	36,0	171	180	6,00	9,50	15,00
HE 200 A	42,3	190	200	6,50	10,00	18,00
UC 220 A	50,5	220	220	7,00	11,00	18,00

Design Parameters:

- Material: Acciaio S355 (Fe510), f_y (N/mm²) = 355, f_u = 510
- Ordering: Wy (selected), ly, g
- Free lengths of inflection: l_{0y} = 0, l_{0z} = d
- Design load: N_{Sd} [kN] = 15,09

Section Properties (HE 140 A):

- g (Kg/m): 24,7
- h (mm): 133
- b (mm): 140
- tw (mm): 5,5
- tf (mm): 8,5
- r1 (mm): 12
- r2 (mm): 0
- A (cm²): 31,42
- iy (cm): 5,73
- iz (cm): 3,52
- ly (cm⁴): 1,033
- lz (cm⁴): 389,3
- W_y (cm³): 155,4
- W_z (cm³): 55,62
- W_{pl,y} (cm³): 173,5
- W_{pl,z} (cm³): 84,85
- IT (cm⁴): 8,13
- Iw (cm⁶): 15,060

Design Results:

- $N_{by,Rd}$ [kN]: 1,014
- $N_{bz,Rd}$ [kN]: 1,014
- $V_{ply,Rd}$ [kN]: 188,7
- $M_{oy,Rd}$ [kNm]: 55,99
- $M_{oz,Rd}$ [kNm]: 27,38
- $V_{plz,Rd}$ [kN]: 443,5

Classifications and Checks:

- Classe Sezione: Compressione 2, Flessione My 2, Flessione Mz 2, Presso-Flessione 2
- Verifiche: Presso Flessione, Svergolamento

Dati sezione

Classificazione - EC3 #5.2

HE 140 A Acciaio S355 (Fe510) f_y (N/mm2) 355

$$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0,814$$

A L A	$\frac{c}{t_f \epsilon} = \frac{70}{8,5 \times 0,81} = 10,12$	
	FLESSIONE M_z $10 < \frac{c}{t_f \epsilon} \leq 11$ Classe 2	COMPRESSIONE $10 < \frac{c}{t_w \epsilon} \leq 11$ Classe 2
A N I M A	$\frac{d}{t_w \epsilon} = \frac{92,0}{5,5 \times 0,81} = 20,56$	
	FLESSIONE M_y $0 < \frac{d}{t_w \epsilon} \leq 72$ Classe 1	COMPRESSIONE $0 < \frac{d}{t_w \epsilon} \leq 33$ Classe 1

Classe Presso-Flessione 2 ?

Classificazione sezione

Nonostante la classificazione della sezione le verifiche verranno eseguite in campo elastico.

19.2.1 Resistenza assiale

$$N_{c,Rd} = A \frac{f_{yk}}{\gamma_{M_0}} = 3140 \cdot \frac{355}{1,05} \cdot 10^{-3} = 1061,62 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{c,Sd}}{N_{c,Rd}} \leq 1$$

	H = 2,00
$N_{c,Sd} / N_{c,Rd}$	0,021

Verifica soddisfatta

19.2.2 Resistenza a flessione

$$M_{Rd} = W \frac{f_{yk}}{\gamma_{M_0}} = 155000 \cdot \frac{355}{1,05} \cdot 10^{-6} = 52,40 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{Sd}}{M_{Rd}} \leq 1$$

	H = 2,00
M_{Sd} / M_{Rd}	0,429

Verifica soddisfatta

19.2.3 Resistenza a taglio

$$A_V = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f = 3140 - 2 \cdot 140 \cdot 8,5 + (5,5 + 2 \cdot 12) \cdot 8,5 = 1010,75 \text{ mm}^2$$

$$V_{Rd} = A_V \frac{f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M_0}} = 1010,75 \cdot \frac{355}{\sqrt{3} \cdot 1,05} \cdot 10^{-3} = 197,30 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{Sd}}{V_{Rd}} \leq 0,5 \quad \text{se } > 0,5 \text{ influenza la resistenza flessionale.}$$

	H = 2,00
V_{Sd} / V_{Rd}	0,114

Verifica soddisfatta

19.2.4 Resistenza combinata

$$\frac{N_{c,Sd}}{N_{c,SR}} + \frac{M_{Sd}}{M_{SR}} \leq 1$$

$$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma_M^2 + \sigma_N^2 + 3 \cdot \tau_V^2} \leq f_{yk} / \gamma_{M_0} = 338,09 \text{ MPa}$$

	H = 2,00
$N_{c,Sd} / N_{c,Rd} + M_{Sd} / M_{Rd}$	0,564
σ_{id}	150,36

Verifica soddisfatta

19.3 VERIFICA PIASTRA DI BASE

Le piastre di base sono costituite da piastre in acciaio S355 di dimensioni 300x300x30 mm su cui viene saldato il profilo del montante ed alcuni irrigidimenti. Di seguito si svolgeranno le verifiche dei tirafondi (M20_Classe 5.8), della piastra e del calcestruzzo compresso.

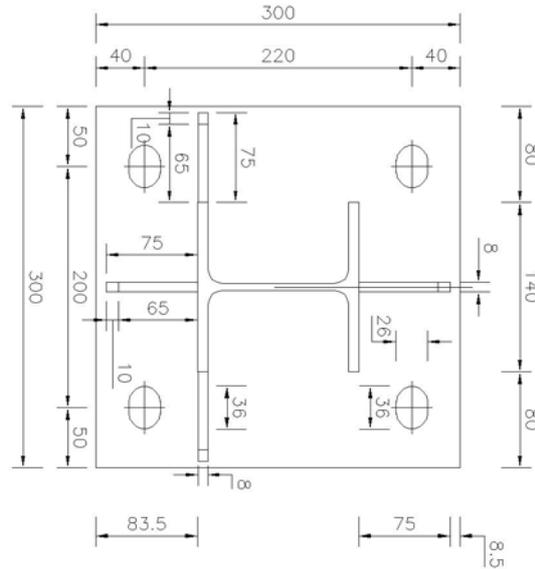


Immagine piastra di base

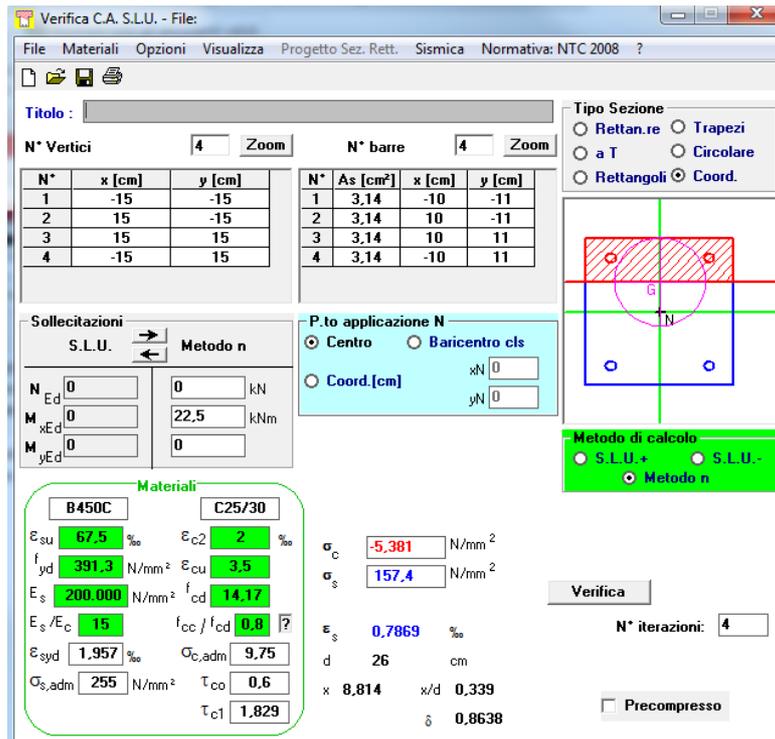
Posizioni tirafondi

Interasse minimo tra i fori (// forza)	$p_1 =$	220	mm
Interasse minimo tra i fori (\perp forza)	$p_2 =$	200	mm
Distanza minima asse fori dal bordo (// forza)	$e_1 =$	50	mm
Distanza minima asse fori dal bordo (\perp forza)	$e_2 =$	40	mm

Verifiche geometriche

Interasse minimo tra i fori (// forza)	$p_{1,min}$	=	$2,2 \cdot d_0 =$	48,4	mm
Interasse minimo tra i fori (\perp forza)	$p_{2,min}$	=	$2,4 \cdot d_0 =$	52,8	mm
Distanza minima asse fori dal bordo (// forza)	$e_{1,min}$	=	$1,2 \cdot d_0 =$	26,4	mm
Distanza minima asse fori dal bordo (\perp forza)	$e_{2,min}$	=	$1,2 \cdot d_0 =$	26,4	mm

Le tensioni su tirafondi e cls vengono determinate utilizzando il programma di calcolo VCA.SLU di cui si riporta la schermata di seguito.



Sollecitazioni

Con un momento, uno sforzo normale ed un taglio sollecitanti pari a

$$M_{Sd} = 1,1 \cdot 116,87 = 22,50 \text{ kNm}$$

$$V_{Sd} = 1,1 \cdot 40,45 = 22,50 \text{ kN}$$

$$N_{Sd} = 22,47 \text{ kN}$$

si ottengono le seguenti tensioni su cls e tirafondi:

$$\sigma_c = 5,38 \text{ MPa} \leq f_{cd} = 18,13 \text{ MPa} \quad \text{Verificato}$$

$$\sigma_s = 157,4 \text{ MPa} < f_{yd} = 320,0 \text{ MPa} \quad \text{Verificato}$$

VERIFICA RESISTENZA UNIONE PER SOLLECITAZIONE COMPOSTA

trazione e taglio (DM 14/01/2008 - §4,2.8.1.1)

Resistenza a taglio dell'unione

Resistenza di calcolo a taglio dei tirafondi
 per bulloni di bordo nella direzione // al carico
 per bulloni di bordo nella direzione ^ al carico
 per bulloni interni nella direzione // al carico
 per bulloni interni nella direzione ^ al carico
 Resistenza di calcolo a rifollamento piastra
 Resistenza a taglio dell'unione

$$F_{v,Rd} = 0,6 f_{tt} A_{res} / \gamma_{M2} = 58,8 \text{ kN}$$

$$a = \min \{e_1 / (3d_0); f_{tt} / f_{tk}; 1\} = 0,64 \text{ -}$$

$$k = \min \{2,8 e_2 / d_0 - 1,7; 2,5\} = 2,50 \text{ -}$$

$$a = \min \{p_1 / (3d_0) - 0,25; f_{tt} / f_{tk}; 1\} = 0,98 \text{ -}$$

$$k = \min \{1,4 p_2 / d_0 - 1,7; 2,5\} = 2,50 \text{ -}$$

$$F_{b,Rd} = k \alpha f_{tk} d t / \gamma_{M2} = 470,8 \text{ kN}$$

$$R1 = \min \{F_{v,Rd}; F_{b,Rd}\} = 58,8 \text{ kN}$$

Resistenza a trazione dell'unione

Resistenza di calcolo a trazione dei bulloni
 Resistenza a punzonamento della flangia
 Resistenza a trazione dell'unione

$$F_{t,Rd} = 0,9 f_{tt} A_{res} / \gamma_{M2} = 88,2 \text{ kN}$$

$$B_{t,Rd} = 0,6 p d_m t_p f_{tk} / \gamma_{M2} = 142,6 \text{ kN}$$

$$R2 = \min \{F_{t,Rd}; B_{p,Rd}\} = 88,2 \text{ kN}$$

Taglio sollecitante

$$F_{v,Ed} = [\sqrt{(V_y^2 + V_z^2)}] / n_b = 5,6 \text{ kN}$$

Trazione sul bullone più sollecitato

$$F_{t,Ed} = A_t \cdot \sigma_t = 50,1 \text{ kN}$$

<i>Fattore di sicurezza verifica 1</i>	FS₁	=	$F_{v,Ed}/R_1 + F_{t,Ed}/(1,4 R_2)$	=	0,35	≤ 1
<i>Fattore di sicurezza verifica 2</i>	FS₂	=	$F_{t,Ed} / R_2$	=	0,85	≤ 1

VERIFICA SPESSORE PIASTRA DI BASE

Base Piastra	B	=		=	300	mm
Spessore piastra	s	=		=	30	mm
	f_{yk}	=		=	355	MPa
Distanza tirafondi tesi/compressi	d	=		=	180	mm
Reazione di compressione	N_{Ed}	=	$\sigma_s \cdot 2 A_{res}$	=	78,15	kN
Asse neutro	x	=		=	16,25	cm
Momento sollecitante	M_{Ed}	=	$N_{Ed} \cdot (x - 0,8x/2)$	=	7,62	kNm
Modulo plastico	W_{pl}	=	$B \cdot s^2 / 4$	=	67500	mm ³
Momento resistente	$M_{t,Rd}$	=	$f_{yk} W_{pl} / \gamma_s$	=	19,17	kN
<i>Fattore di sicurezza</i>	FS	=	$M_{Ed} / M_{t,Rd}$	=	0,39	≤ 1

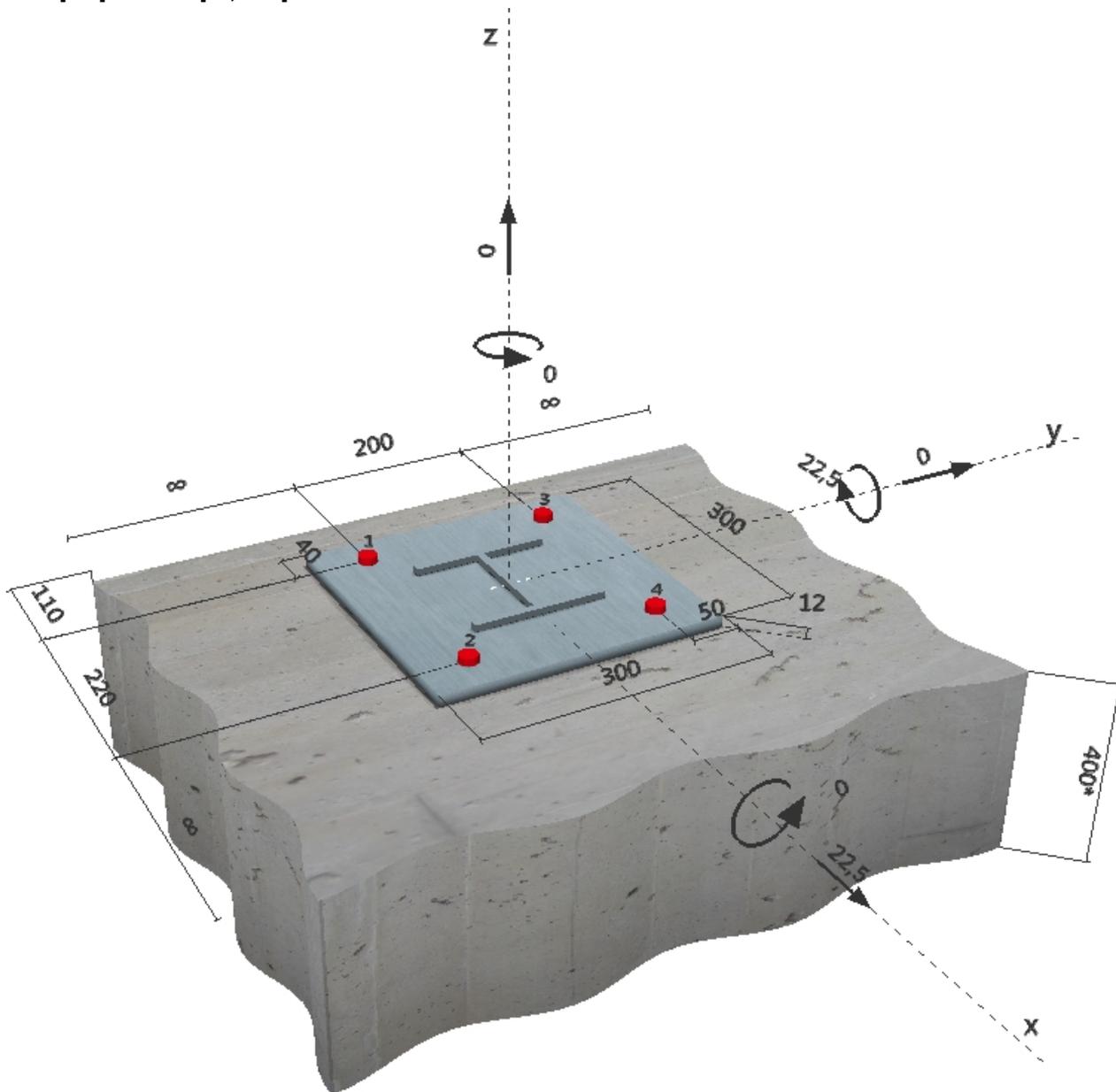
Commenti del progettista:

1. Dati da inserire

Tipo e dimensione dell'ancorante HIT-HY 150 MAX + HIT-V (5.8), M20

Profondità di posa effettiva: $h_{ef, opti} = 226 \text{ mm}$ ($h_{ef, limit} = 352 \text{ mm}$)
Materiale: 5.8
Certificazione No.: ETA 08/0352
Emesso | Validato: 18/12/2009 | 18/12/2013
Verifica: metodo di calcolo ETAG BOND; EOTA TR 029
Fissaggio distanziato: $e_s = 0 \text{ mm}$ (Senza distanziamento); $t = 12 \text{ mm}$
Piastra d'ancoraggio: $l_x \times l_y \times t = 300 \times 300 \times 12 \text{ mm}$ (Spessore della piastra raccomandato: non calcolato)
Profilo IPBi/HEA; (L x W x T x FT) = 133 mm x 140 mm x 9 mm x 9 mm
Materiale base: non fessurato Calcestruzzo, C30/37, $f_{cc} = 37.00 \text{ N/mm}^2$; $h = 400 \text{ mm}$, Temp. Breve/Lungo: 0/0°C
Installazione: Foro da perforatore, Condizioni di installazione: asciutto
Armatura: nessuna armatura o interasse tra le armature $\geq 150 \text{ mm}$ (qualunque \emptyset) o $\geq 100 \text{ mm}$ ($\emptyset \leq 10 \text{ mm}$)
con armatura di bordo longitudinale $d \geq 12 \text{ [mm]}$

Geometria [mm] & Carichi [kN, kNm]



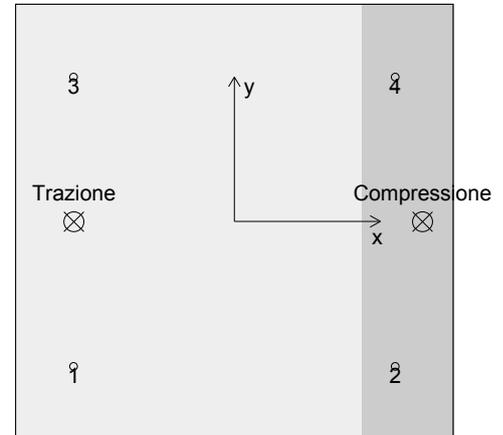
2. Condizione di carico/Carichi risultanti sull'ancorante

Condizione di carico (Carichi di progetto):

Carichi sull'ancorante [kN]

Trazione: (+ Trazione, - Compressione)

Ancorante	Trazione	Taglio	Taglio in dir. x	Taglio in dir. y
1	47.100	5.625	5.625	0.000
2	0.000	5.625	5.625	0.000
3	47.100	5.625	5.625	0.000
4	0.000	5.625	5.625	0.000



Compressione max. nel calcestruzzo [%]: 0.33

Max. sforzo di compressione nel calcestruzzo [N/mm²]: 9.91

risultante delle forze di trazione nel (x/y)=(-110/0) [kN]: 94.190

risultante delle forze di compressione (x/y)=(129/0) [kN]: 94.190

3. Carico di trazione (EOTA TR 029, Sezione 5.2.2)

Verifica	carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_N [%]	stato
Rottura dell'acciaio*	47.095	82.000	57	OK
Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento**	94.190	100.839	93	OK
Rottura conica del calcestruzzo**	94.190	94.808	99	OK
Fessurazione**	94.190	127.484	74	OK

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti sollecitati)

Rottura dell'acciaio

$N_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$N_{Rd,s}$ [kN]	N_{Sd} [kN]
123.000	1.500	82.000	47.095

Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento

$A_{p,N}$ [mm ²]	$A_{p,N}^0$ [mm ²]	$\tau_{Rk,ucr,25}$ [N/mm ²]	$s_{cr,Np}$ [mm]	$c_{cr,Np}$ [mm]	c [mm]
256253	256000	12.00	506	253	110
ψ_c	$\tau_{Rk,ucr}$ [N/mm ²]	k	$\psi_{g,Np}^0$	$\psi_{g,Np}$	
1.040	12.48	3.200	1.087	1.031	
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,Np}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,Np}$	$\psi_{s,Np}$	$\psi_{re,Np}$
0	1.000	0	1.000	0.830	1.000
$N_{Rk,p}^0$ [kN]	$N_{Rk,p}$ [kN]	$\gamma_{M,p}$	$N_{Rd,p}$ [kN]	N_{Sd} [kN]	
176.505	151.259	1.500	100.839	94.190	

Impresa:
Progettista:
Indirizzo:
Telefono I Fax: - | -
E-mail:

Pagina: 3
Progetto: Tangenziale Sud
Contratto Nr.: Cordolo Terre armate
Data: 27/02/2013

Rottura conica del calcestruzzo

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]			
391811	456005	338	675			
$e_{c1,N}$ [mm]	$\Psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\Psi_{ec2,N}$	$\Psi_{s,N}$	$\Psi_{re,N}$	k_1
0	1.000	0	1.000	0.798	1.000	10.100
$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c}$	$N_{Rd,c}$ [kN]	N_{Sd} [kN]			
207.476	1.500	94.808	94.190			

Fessurazione

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,sp}$ [mm]	$s_{cr,sp}$ [mm]	$\Psi_{f,sp}$		
353475	397987	315	631	1.290		
$e_{c1,N}$ [mm]	$\Psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\Psi_{ec2,N}$	$\Psi_{s,N}$	$\Psi_{re,N}$	k_1
0	1.000	0	1.000	0.805	1.000	10.100
$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,sp}$	$N_{Rd,sp}$ [kN]	N_{Sd} [kN]			
207.476	1.500	127.484	94.190			

Impresa:
 Progettista:
 Indirizzo:
 Telefono | Fax: - | -
 E-mail:

Pagina: 4
 Progetto: Tangenziale Sud
 Contratto Nr.: Cordolo Terre armate
 Data: 27/02/2013

4. Carico di taglio (EOTA TR 029, Sezione 5.2.3)

Verifica	carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_v [%]	stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	5.625	48.800	12	OK
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout**	22.500	282.805	8	OK
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione**	N/A	N/A	N/A	N/A

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti specifici)

Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)

$V_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Sd} [kN]
61.000	1.250	48.800	5.625

Rottura per pryout (cono del calcestruzzo)

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]	k-factor		
584373	456005	338	675	2.000		
$e_{c1,V}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,V}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$	k_1
0	1.000	0	1.000	0.798	1.000	10.100
$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c,p}$	$V_{Rd,c1}$ [kN]	V_{Sd} [kN]			
207.476	1.500	282.805	22.500			

5. Carichi combinati di trazione e di taglio (EOTA TR 029, Sezione 5.2.4)

β_N	β_V	α	Utilizzo $\beta_{N,V}$ [%]	stato
0.993	0.115	-	92	OK

$$(\beta_N + \beta_V) / 1.2 \leq 1$$

6. Spostamenti

Lo spostamento dell'ancorante maggiormente caricato è da calcolare in conformità con la specifica certificazione sotto l'effetto dei seguenti carichi caratteristici.

$$N_{Sk} = 34.885 \text{ [kN]}$$

$$V_{Sk} = 0.000 \text{ [kN]}$$

Gli spostamenti ammissibili dipendono dalla struttura fissata e devono essere definiti dal progettista!

7. Attenzione

- La pulizia del foro dev'essere effettuata in conformità con le istruzioni di posa (soffiare con aria compressa due volte (min. 6 bar), spazzolare due volte, soffiare con aria compressa due volte (min. 6 bar)).
- L'adesione chimica caratteristica dipende dalle temperature di breve e di lungo periodo.
- La verifica del trasferimento dei carichi al materiale base è necessaria in accordo con l'EOTA TR 029 sezione 7!
- E' richiesta un'armatura longitudinale per prevenire la fessurazione nel calcestruzzo
- Si assume una piastra di ancoraggio sufficientemente rigida in modo che non risulti deformabile sotto l'azione di carichi.
- Il calcolo è valido solo se le dimensioni dei fori sulla piastra non superano i valori indicati nella tabella 4.1 da EOTA TR029C! Per diametri dei fori superiori vedere il capitolo 1.1 EOTA TR029!

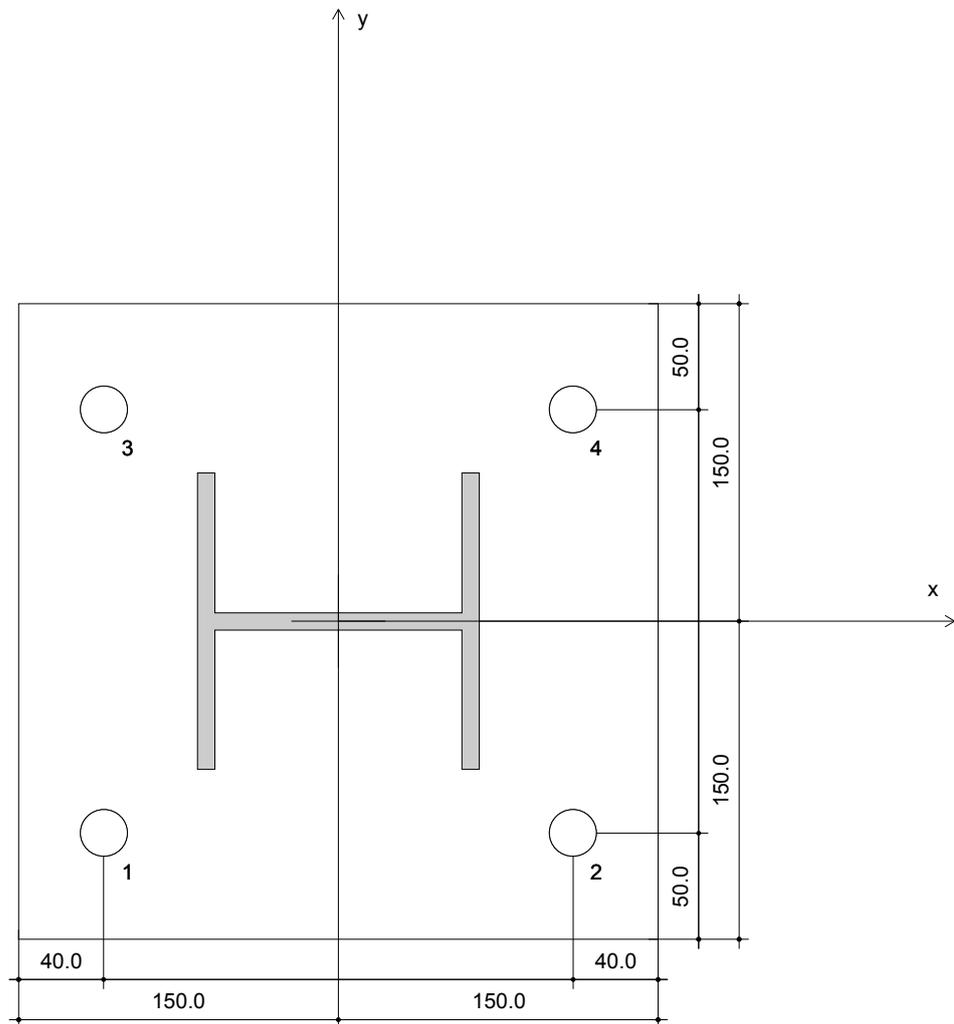
Impresa:		Pagina:	5
Progettista:		Progetto:	Tangenziale Sud
Indirizzo:		Contratto Nr.::	Cordolo Terre armate
Telefono I Fax:	- -	Data:	27/02/2013
E-mail:			

L'ancoraggio risulta verificato!

8. Dati Installazione

Piastra d'ancoraggio, acciaio: -
Profilo: IPBi/HEA, 133 mm x 140 mm x 9 mm x 9 mm
Diametro del foro nella piastra: $d_f = 22$ mm
Spessore della piastra (input): 12 mm
Spessore della piastra raccomandato: non calcolato
Pulizia: E' necessaria una pulizia accurata del foro (Premium cleaning)

Tipo e dimensione dell'ancorante: HIT-HY 150 MAX + HIT-V (5.8), M20
Coppia di serraggio: 0.150 kNm
Diametro del foro nel materiale base: 24 mm
Profondità del foro nel materiale base: 226 mm
Spessore minimo del materiale base: 274 mm



Coordinate dell'ancorante [mm]

Ancorante	x	y	c_x	c_{xx}	c_y	c_{yy}
1	-110	-100	110	-	-	-
2	110	-100	330	-	-	-
3	-110	100	110	-	-	-
4	110	100	330	-	-	-