

22/09/2010	PRIMA EMISSIONE	
 D B A PROGETTI	Sede Legale: Piazza Roma, 19 32045 S.Stefano di Cadore (BL) Tel. 0435/62518 - Fax 0435/429027 Sede secondaria: Viale Felissent, 20/D 31050 Villorba (TV) Tel. 0422/318811-Fax 0422/31888	PROGETTISTA: ING. ALESSANDRO BERTINO
		REDATTO: ING. DIEGO MENUZZO
		VERIFICATO: ING. ALESSANDRO BERTINO
		APPROVATO: ING. ALESSANDRO BERTINO

NUMERO E DATA ORDINE : L. A. 3000034653 del 28.06.2010					
REVISIONI					
	00	22/09/2010	E. FARCI	SRI-PRI RM	MAIL TERNA S.P.A. DEL 11/01/2011
	N.	DATA	VERIFICA RISPONDE	UNITA' TERNA	RIFERIMENTO BENESTARE
TIPOLOGIA DELL'ELABORATO		CODIFICA DELL'ELABORATO			
RELAZIONE		RCFR10014CER01809			
PROGETTO		TITOLO			
TE-FR-10-014		STAZIONE 380/150kV di MONTESANO VALIDAZIONE FONDAZIONI PORTALE 380KV H21m			
RCAVATO DAL DOC. TERNA					
CLASSIFICAZIONE DI SICUREZZA					
RCFR10014CER01809 RCFR10014CER01809_00.doc		SCALA CAD	FORMATO A4	SCALA	FOGLIO
Questo documento contiene informazioni di proprietà terna S.p.A. e deve essere utilizzato esclusivamente dal destinatario in relazione alle finalità per le quali è stato ricevuto. E' vietata qualsiasi forma di riproduzione o di divulgazione senza l'esplicito consenso di Terna S.p.A. This document contains information proprietary to Terna S.p.A. and it will have to be used exclusively for the purposes for which it has been furnished. Whichever shape of spreading or reproduction without the written permission of Terna S.p.A. is prohibited.					



Azienda certificata **ISO 9001:2008**

RINA n. 5923/01/s IQNet n. IT-19510

Sede legale:

Piazza Roma, 19

32045 S. Stefano di Cadore (BL)

tel 0435.62518 fax 0435.429027

Sede secondaria:

Viale Felissent, 20/D

31050 Villorba (TV)

tel 0422.318811 fax 0422.318888

DBA PROGETTI

INDICE

1	PREMESSA	3
2	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	4
3	METODO DI VERIFICA	5
4	AZIONI E COMBINAZIONI DI CARICO	5
4.1	STATI LIMITE ULTIMI	5
4.2	STATI LIMITE DI ESERCIZIO	7
4.3	COMBINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA	7
5	PARAMETRI DI CALCOLO PER I MATERIALI	8
5.1	RESISTENZE DI CALCOLO C.A.	8
5.1.1	Calcestruzzo:	8
5.1.2	Acciaio per c.a. :	8
5.2	RESISTENZE DI CALCOLO PER LA CARPENTERIA METALLICA	8
5.2.1	Acciaio laminato	8
5.2.2	Unioni bullonate e saldate	9
5.2.3	Unioni con tasselli chimici e meccanici	10
5.3	TERRENO DI FONDAZIONE	10
5.4	CARATTERIZZAZIONE SISMICA DELL'OPERA IN OGGETTO	12
5.5	CARICHI AGENTI	13
6	CAPACITA' PORTANTE DEL TERRENO	14
7	CONCLUSIONI	16
8	ALLEGATO N. 1	16



Azienda certificata **ISO 9001:2008**

RINA n. 5923/01/s IQNet n. IT-19510

Sede legale:

Piazza Roma, 19

32045 S. Stefano di Cadore (BL)

tel 0435.62518 fax 0435.429027

Sede secondaria:

Viale Felissent, 20/D

31050 Villorba (TV)

tel 0422.318811 fax 0422.318888

1 PREMESSA

La seguente relazione tecnica ha lo scopo di asseverare la fondazione del portale 380 kV H 21m, così come da specifiche Terna riportate sul documento F001/D46 – rev. 03/07/2009, all'interno del progetto di realizzazione della nuova stazione elettrica di trasformazione 220/150 kV (futura 380/150 kV) di Montesano sulla Marcellana, ubicata in Via Tempa San Pietro del Comune di Montesano sulla Marcellana (SA), individuata catastalmente al foglio N°22 particelle n°74, 78, 79, 80, 88, 89, 90, 91, 92, 93, 94, 95, 285, 286, 287, 288, 507, 512, 616 dell'ufficio catastale di Montesano sulla Marcellana.

Il sito in cui ricade l'opera in oggetto è dichiarato zona sismica di 1^a categoria ai sensi dell'Ordinanza del P.C.M. 3274 e successive modifiche.

Le opere in oggetto risultano essere opere di sostegno delle linee elettriche e pertanto per le verifiche deve farsi riferimento sia alle norme specifiche emanate dal CEI, che alla normativa vigente per le opere da realizzarsi in zone dichiarate sismiche.

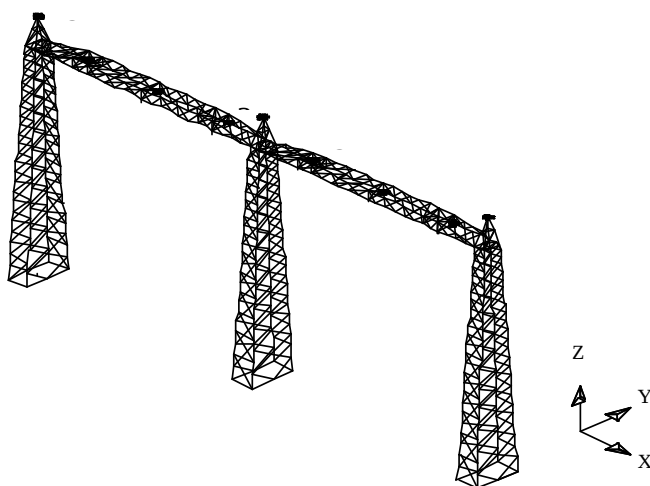
Si fa riferimento alla relazione di calcolo del plinto A9024366 datata 01/09/2009 a firma dell'ing. Fabrizio Gatti di CESI SpA.

La procedura di calcolo si sviluppa secondo i passi elencati:

- Verifica della struttura di fondazione per le azioni suddette. La verifica della struttura di fondazione comprende la verifica della capacità portante del terreno, la verifica al ribaltamento, alla traslazione della struttura stessa, nonché la verifica dell'acciaio d'armo.
- A sintesi della relazione si riportano le conclusioni delle verifiche condotte.

Riguardo il sistema di riferimento, in questa relazione si considera come asse x l'asse longitudinale del portale, come asse y l'asse ortogonale al portale, come asse z l'asse verticale..

Si riporta di seguito lo schema del portale analizzato:





Azienda certificata **ISO 9001:2008**

RINA n. 5923/01/s IQNet n. IT-19510

Sede legale:

Piazza Roma, 19

32045 S. Stefano di Cadore (BL)

tel 0435.62518 fax 0435.429027

Sede secondaria:

Viale Felissent, 20/D

31050 Villorba (TV)

tel 0422.318811 fax 0422.318888

2 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Nella presente relazione i calcoli degli elementi strutturali sono eseguiti in osservanza delle seguenti leggi o decreti:

- Legge 5.11.1971 n.1086: "Norme per la disciplina delle opere di c.a. normale e precompresso e per le strutture metalliche"
- Legge 2.2.1974 n.64: "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche"
- Ordinanza n.3274 del 20.3.2003 "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica"
- Ordinanza n.3316 del 2.10.2003 "Modifiche ed integrazioni all'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274 del 20 Marzo 2003"
- DM 14.01.2008 "Nuove Norme Tecniche sulle Costruzioni"
- CEI 11.1 (1999-01) "Impianti elettrici con tensione superiore a 1 kV in corrente alternata"

I calcoli degli elementi costruttivi sono eseguiti in conformità alle vigenti Norme Tecniche sopra riportate tenendo presenti le caratteristiche, le qualità e le dosature dei materiali da impiegarsi nelle opere da costruire.



3 METODO DI VERIFICA

Il metodo di verifica adottato è il "**metodo agli Stati Limite**" secondo il testo unico delle norme tecniche per le costruzioni (D.M. 14/01/2008).

Secondo il metodo agli stati limite, la sicurezza nei riguardi delle condizioni ritenute pregiudizievoli (stati limite) viene garantita, per quanto possibile, su basi statistiche.

Si definisce "stato limite" uno stato raggiunto il quale, la struttura o uno dei suoi elementi costitutivi, non può più assolvere la sua funzione o non soddisfa più le condizioni per cui è stata concepita.

Gli stati limite si suddividono in due categorie:

a) stati limite ultimi, corrispondenti al valore estremo, della capacità portante o comunque al raggiungimento di condizioni estreme;

b) stati limite di esercizio, legati alle esigenze di impiego normale e di durata.

Nel seguito si indicherà con "**E**" un generico **effetto** indotto dalle "azioni" sulla struttura, quali le sollecitazioni interne, momento flettente, forza normale, taglio, le deformazioni, ecc.) e con "**F**" una generica **azione** (intesa come ogni causa o insieme di cause -carichi permanenti, carichi variabili, deformazioni impresse, agenti chimico-fisici - capaci di indurre stati limite in una struttura).

4 AZIONI E COMBINAZIONI DI CARICO

4.1 STATI LIMITE ULTIMI

Nelle verifiche agli stati limite ultimi si distinguono:

– lo stato limite di equilibrio come corpo rigido: **EQU**

– lo stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione: **STR**

– lo stato limite di resistenza del terreno: **GEO**

Le tabelle seguenti, forniscono i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi.

Per le verifiche nei confronti dello stato limite ultimo di equilibrio come corpo rigido (EQU) si utilizzano i coefficienti parziali γ_F relativi alle azioni riportati nella colonna EQU.

Nelle verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) e geotecnici (GEO) si possono adottare, in alternativa, due diversi approcci progettuali.

Nell'*Approccio 1* si impiegano due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e, eventualmente, per la resistenza globale del sistema (R).

Nella *Combinazione 1* dell'*Approccio 1*, per le azioni si impiegano i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1 delle Tabelle sopra citate.

Nella *Combinazione 2* dell'*Approccio 1*, si impiegano invece i coefficienti γ_F riportati nella colonna A2.

Nell'*Approccio 2* si impiega un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali definiti per le azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e, eventualmente, per la resistenza globale (R). In tale approccio, per le azioni si impiegano i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1.



I coefficienti parziali γ_M per i parametri geotecnici e i coefficienti γ_R che operano direttamente sulla resistenza globale di opere e sistemi geotecnici sono definiti nel successivo paragrafo 5.

Per le combinazioni di carico (in breve indicate con "CdC") agli stati limite ultimi, si adottano le combinazioni espresse simbolicamente come segue:

$$\gamma_{G1} G_{k1} + \gamma_{G2} G_{k2} + \gamma_P P_k + \gamma_{Qi} Q_{ki} + \sum_i (\psi_i \cdot \gamma_{Qi} \cdot Q_{ki})$$

dove i segni + e $\sum$ significano l'applicazione concomitante dei rispettivi addendi ed il coefficiente γ_q va applicato a ciascun carico Q_{ik} con il valore appropriato.

Tabella 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{01}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{02}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

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

ed essendo:

G_1 il valore caratteristico delle azioni permanenti strutturali (ivi compresi il terreno e l'acqua quando pertinenti);

G_2 il valore caratteristico delle azioni permanenti non strutturali;

P_k il valore caratteristico della forza di precompressione;

Q_{1k} il valore caratteristico dell'azione di base di ogni combinazione;

Q_{ik} i valori caratteristici delle azioni variabili tra loro indipendenti;

Ψ_{0i} coefficiente di combinazione allo stato limite ultimo, da determinarsi sulla base di considerazioni statistiche; in assenza di queste si assume Ψ_{0i} , come di seguito.



Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

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

4.2 STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Per le combinazioni di carico agli stati limite di esercizio, si adottano le combinazioni espresse simbolicamente come segue:

- CdC rara:

$$\cdot G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \sum_i (\Psi_{0i} \cdot Q_{ki})$$

- CdC frequenti:

$$\cdot G_1 + G_2 + P + \sum_i (\Psi_{1i} \cdot Q_{ki})$$

- CdC quasi permanenti:

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

4.3 COMBINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

L'azione sismica deve essere combinata con le seguenti azioni come segue:

$$\cdot E + G_{k1} + G_{k2} + \cdot P_k + \sum_i (\Psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

E il valore caratteristico dell'azione sismica;

L'azione sismica viene valutata con riferimento ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_{k1} + G_{k2} + \sum_i (\Psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$



5 PARAMETRI DI CALCOLO PER I MATERIALI

5.1 RESISTENZE DI CALCOLO C.A.

Per le opere di fondazione e platea saranno utilizzati dei calcestruzzi classe di resistenza minima C20/25 e acciaio per armatura classe B450C

5.1.1 Calcestruzzo:

Rck	fck	γ_c	fcd	Ec	fctd
classe e resistenza cubica caratt.	resistenza cilindrica caratt.	coeff. Parziale resist. Cls	resistenza cilindrica di calcolo (progetto)	modulo elastico	resistenza a traz. di calcolo
	$0,83 \cdot Rck$		$\alpha_{cc} \cdot fck / \gamma_c$	$22000 (fcm/10)^{(0,3)}$	$0,3 \cdot 0,7 \cdot fck^{(2/3)}$
MPa	MPa		MPa	MPa	MPa
25	20,8	1,5	11,8	30.200	1,59
30	24,9	1,5	14,1	31.447	1,79
35	29,1	1,5	16,5	32.588	1,98

5.1.2 Acciaio per c.a. :

tipo	fyk	γ_s	fyd	Es
acciaio a.m. in barre	resistenza caratt. snerv.	coeff. parziale resist.	resistenza di calcolo (progetto)	modulo elastico
			fyk / γ_s	
	N/mm ²		N/mm ²	N/mm ²
B450C	450	1,15	391	200.000
B450A	450	1,15	391	200.000

5.2 RESISTENZE DI CALCOLO PER LA CARPENTERIA METALLICA

5.2.1 Acciaio laminato

Le resistenze caratteristiche e le costanti elastiche per l'acciaio laminato, per il calcolo allo stato limite elastico delle sezioni, sono le seguenti:

Modulo elastico:

$E = 210000 \text{ MPa}$

Modulo di elasticità trasversale

$G = E / (2 \cdot (1 + \nu))$

Coefficiente di Poisson

$\nu = 0,3$

Coefficiente di espansione termica

$\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ (fino a 100 °)

Densità

7850 kg/m^3



Azienda certificata **ISO 9001:2008**

RINA n. 5923/01/s IQNet n. IT-19510

Sede legale:

Piazza Roma, 19

32045 S. Stefano di Cadore (BL)

tel 0435.62518 fax 0435.429027

Sede secondaria:

Viale Felissent, 20/D

31050 Villorba (TV)

tel 0422.318811 fax 0422.318888

SLU	tipo	fyk
stato limite elasto-plastico della sezione	t<40 mm	resist. caratteristica di snerv.
vecchia nomenclatura	nomenclatura UNI 10025_1-5	N/mm ²
Fe 360	S235JR	235
Fe430	S275JR	275
Fe510	S355JR	355

Le resistenze di calcolo si ottengono dalle precedenti dividendole per i seguenti coefficienti di sicurezza:

Tabella 4.2.V Coefficienti di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità

Resistenza delle Sezioni di Classe 1-2-3-4	$\gamma_{M0} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature	$\gamma_{M1} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature di ponti stradali e ferroviari	$\gamma_{M1} = 1,10$
Resistenza, nei riguardi della frattura, delle sezioni tese (indebolite dai fori)	$\gamma_{M2} = 1,25$

5.2.2 Unioni bullonate e saldate

Le resistenze di calcolo per i bulloni, per il calcolo allo stato limite elastico delle sezioni, sono le seguenti:

SLU	tipo	ft	fy
stato limite elasto-plastico della sezione	CLASSE VITE	resist. caratteristica a rottura	resist. caratteristica di snerv.
		N/mm ²	N/mm ²
	6,8	600	480
	8,8	800	640
	10,9	1000	900

Tabella 4.2. XII Coefficienti di sicurezza per la verifica delle unioni.

Resistenza dei bulloni	$\gamma_{M2} = 1,25$
Resistenza dei chiodi	
Resistenza delle connessioni a perno	
Resistenza delle saldature a parziale penetrazione e a cordone d'angolo	
Resistenza dei piatti a contatto	
Resistenza a scorrimento per SLU	$\gamma_{M3} = 1,25$
Resistenza a scorrimento per SLE	$\gamma_{M3} = 1,10$
Resistenza delle connessioni a perno allo stato limite di esercizio	$\gamma_{M6,ser} = 1,0$
Precarico di bulloni ad alta resistenza	$\gamma_{M7} = 1,10$



Azienda certificata **ISO 9001:2008**

RINA n.5923/01/s IQNet n.IT-19510

Sede legale:

Piazza Roma, 19

32045 S. Stefano di Cadore (BL)

tel 0435.62518 fax 0435.429027

Sede secondaria:

Viale Felissent, 20/D

31050 Villorba (TV)

tel 0422.318811 fax 0422.318888

Le unioni saldate sono di tipo a cordoni d'angolo non soggette a fatica realizzate mediante saldatura ad arco o a filo sotto flusso e pertanto dovranno rispettare i criteri di accettabilità di cui al livello C della UNI EN ISO 5817/2004

5.2.3 Unioni con tasselli chimici e meccanici

Le resistenze di calcolo per i tasselli tipo Hilti, per il calcolo allo stato limite, sono le seguenti:

	$N_{Rd,c}$ (KN)	$V_{R,dc}$ (KN)	s (mm) interasse	c (mm) dist. dal bordo
tassello HY 50 e barra HAS M12	4,9	5,6	100	50
tassello chimico tipo HVU e barra HAS M16	28,9	34,6	250	250
tassello chimico tipo HVU e barra HAS M20	52,4	10,3		
tassello HST-R	4,9	5,6	100	50

I suddetti valori vengono opportunamente ridotti in caso di interassi o distanze dal bordo o profondità di posa inferiori ai valori di riferimento, secondo tabelle Hilti. Per sforzi combinati, detto α l'angolo della risultante F sulla verticale, si ha:

$$F_{lim} = \left(\left(\frac{\cos \alpha}{Nr} \right)^{1.5} + \left(\frac{\sin \alpha}{Vr} \right)^{1.5} \right)^{-2/3}$$

5.3 TERRENO DI FONDAZIONE

Per il terreno di fondazione le "Norme tecniche per le costruzioni" (D.M. 14.01.2008) prevedono due differenti possibilità per definire i parametri del terreno :

parametro	parametro al quale applicare il coefficiente parziale	coeff.parziale γ_m	
		M1	M2
tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	1.00	1.25
Coesione efficace	c'_k	1.00	1.25
Resistenza non drenata	c_{uk}	1.00	1.40
Peso dell'unità di volume	γ	1.00	1.00

Le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite:



Azienda certificata **ISO 9001:2008**

RINA n. 5923/01/s IQNet n. IT-19510

Sede legale:

Piazza Roma, 19

32045 S. Stefano di Cadore (BL)

tel 0435.62518 fax 0435.429027

Sede secondaria:

Viale Felissent, 20/D

31050 Villorba (TV)

tel 0422.318811 fax 0422.318888

SLU di tipo geotecnico (GEO)

- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno
- collasso per scorrimento sul piano di posa
- stabilità globale

SLU di tipo strutturale (STR)

- raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali,

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata secondo l'Approccio 1:

- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

Tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tabella 6.8.I per le resistenze globali.

La rimanenti verifiche devono essere effettuate, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I, seguendo almeno uno dei due approcci:

Approccio 1:

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

Approccio 2:

- (A1+M1+R3).

Nelle verifiche effettuate con l'approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale, il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.

Tabella 6.4.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

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

In base a quanto riportato nella relazione geologica, risultano i seguenti parametri geotecnici caratteristici:

$$\phi = 27^\circ \text{ e } c' = 13 \text{ kPa}$$



Azienda certificata **ISO 9001:2008**
RINA n. 5923/01/s IQNet n. IT-19510

Sede legale:
Piazza Roma, 19
32045 S. Stefano di Cadore (BL)
tel 0435.62518 fax 0435.429027

Sede secondaria:
Viale Felissent, 20/D
31050 Villorba (TV)
tel 0422.318811 fax 0422.318888

5.4 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DELL'OPERA IN OGGETTO

L'area oggetto dell'opera è dichiarata sismica di 1^a categoria ai sensi dell'O.P.C.M. 3274 del 20.03.2003; pertanto l'opera in oggetto è soggetta a verifica nei confronti dell'azione sismica. L'entità della forza sismica agente sulla struttura è valutata considerando i seguenti parametri di caratterizzazione sismica.

L'azione sismica viene valutata con riferimento ai seguenti carichi gravitazionali:

$$W = G_k + \sum_i \psi_{Ei} \cdot Q_{ik}$$

dove ψ_{Ei} sono i coefficienti di combinazione delle azioni variabili che tengono conto della probabilità che tutti i carichi siano presenti sull'intera struttura in occasione del sisma, funzione della destinazione d'uso e dei piani di applicazione sulla struttura.

La forza sismica globale per la verifica nei confronti degli stati limite ultimi, da ripartirsi fra i vari piani, risulta da:

$$F = S_d(T_1) \times W \times \lambda / g$$

Dove $S_d(T_1)$ è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto allo stato limite ultimo relativa al periodo proprio di vibrazione della struttura, W è il peso complessivo della costruzione, λ è un coefficiente funzione del numero di piani e g è l'accelerazione di gravità.

Avendo assunto i seguenti parametri per l'azione sismica :

Per i quali parametri si fa riferimento rispettivamente:

- relazione geologica allegata al presente progetto per la classificazione del terreno (tipo C);
- D.M.14/01/2008 paragrafo 2.4 per la Vita nominale dell'opera e classe d'uso della struttura.
- Per la valutazione del fattore di struttura si considera che l'opera in oggetto realizzi di fatto un comportamento a mensola con localizzazione della zona dissipativa alla base della struttura; in tale frangente a seguito della valutazione dei profili utilizzati per i montanti si è assunto un comportamento delle zone compresse plastiche.



Azienda certificata **ISO 9001:2008**

RINA n. 5923/01/s IQNet n. IT-19510

Sede legale:

Piazza Roma, 19

32045 S. Stefano di Cadore (BL)

tel 0435.62518 fax 0435.429027

Sede secondaria:

Viale Felissent, 20/D

31050 Villorba (TV)

tel 0422.318811 fax 0422.318888

5.5 CARICHI AGENTI

Si fa riferimento a quanto riportato nel rapporto CESI A9014029 rev. 02 del 14/05/2009, dove vengono riportati in forma tabellare i valori massimi dei carichi delle sole combinazioni di carico da Norma Linee CEI 11.04 per i portali tipo utilizzabili con il plinto in esame, per l'allungato H21 m, che risultano essere le più gravose.

allungato	Configurazione portale	FX [daN]	FY [daN]	P [daN]	MX [daNm]	MY [daNm]	Azione di riferimento
H21	Doppio Y	8	24705	-16319	-630020	422	Max momento MX
H21	Singolo X	-13527	7496	-11400	-196991	-303840	Max momento MY
H21	Doppio X	-1517	20874	-18090	-545397	-30738	Max azione verticale
H21	Singolo Y	7415	11256	-6734	-208471	147241	Min azione verticale

I carichi sono considerati applicati sul piano inferiore della fondazione, ossia all'interfaccia fondazione terreno e sono riferiti agli assi cartesiani ortogonali X, Y e Z.

NB: Con "Doppio" o "Singolo" ci si riferisce a calcoli eseguiti su un portale doppio o singolo (nel nostro caso si fa riferimento al portale "Doppio").

In tabella con "(X)" o "(Y)" ci si riferisce alla direzione di applicazione del vento (trasversale o longitudinale)



Azienda certificata **ISO 9001:2008**

RINA n. 5923/01/s IQNet n. IT-19510

Sede legale:

Piazza Roma, 19

32045 S. Stefano di Cadore (BL)

tel 0435.62518 fax 0435.429027

Sede secondaria:

Viale Felissent, 20/D

31050 Villorba (TV)

tel 0422.318811 fax 0422.318888

6 CAPACITA' PORTANTE DEL TERRENO

Nel calcolo della portata limite si è adottato il metodo dell'Eurocodice 7 (BRINCH-HANSEN) modificato per tenere conto anche dell'eventuale profondità del piano di campagna.

Il calcolo della capacità portante del terreno è stato svolto per ciascuna delle combinazioni fornite dal rapporto CESI.

I carichi da utilizzare sono riferiti alla base della fondazione:

$N = N_{\text{portale}} + N_{\text{plinto}} + N_{\text{terreno}}$ ($N = P$)

$N_{\text{plinto}} = 1643 \text{ kN}$

$N_{\text{terreno}} = 474 \text{ kN}$

$F_x \text{ (kN)}$	$F_y \text{ (kN)}$	$P \text{ (kN)}$	$M_x \text{ (kNm)}$	$M_y \text{ (kNm)}$	$e_x \text{ (m)}$	$e_y \text{ (m)}$
8	247	-2280	-6300	4,22	2,8	0,0019
-15,17	209	-2298	-5454	3,7	2,4	0,0016

Di seguito si riportano i risultati per la combinazione risultata più gravosa, ovvero la combinazione che massimizza M_x (I valori delle sollecitazioni sono riferiti alla base del piano di posa della fondazione):



Azienda certificata **ISO 9001:2008**

RINA n.5923/01/s IQNet n.IT-19510

Sede legale:

Piazza Roma, 19

32045 S. Stefano di Cadore (BL)

tel 0435.62518 fax 0435.429027

Sede secondaria:

Viale Felissent, 20/D

31050 Villorba (TV)

tel 0422.318811 fax 0422.318888

DBA PROGETTI

DETERMINAZIONE DELLA PRESSIONE LIMITE				
FORMULA GENERALE DI BRINCH-HANSEN (1970)				
Metodo eurocode 7				
Formula generale:				
$Q_{lim} = 1/2 \cdot g' \cdot B \cdot N_z \cdot s_z \cdot i_z \cdot b_z \cdot g_z + c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q$				
Dati d'ingresso:				
Terreno di fondazione				
Coesione (c')	13	kPa		
Angolo di attrito (z')	27	°		
Peso di volume terreno di fondazione (Z ₁)	18,0	kN/m ³		
Peso di volume terreno sopra fondazione (Z ₂)	16,0	kN/m ³		
Inclinazione piano campagna (β)	0	°		
Fondazione				
Larghezza (B)	8,50	m		
Lunghezza (L)	7,70	m		
Profondità piano di posa (D)	2,25	m		
Eccentricità dei carichi in dir B (eb)	2,40	m		
Eccentricità dei carichi in dir L (el)	0,00	m		
Inclinazione piano di posa (α)	0	°		
Carichi inclinati				
Componente orizzontale (H)	20,900	t		
angolo di H con dir di L (ψ)	0,000	°		
Componente verticale (N)	230,000	t		
Larghezza equivalente (B')	3,70	m		
Lunghezza equivalente (L')	7,70	m		
Fattori capacità portante				
N _z	14,47			
N _c	23,94			
N _q	13,20			
Fattori forma della fondazione				
s _z	0,86			
s _c	1,24			
s _q	1,22			
Fattori inclinazione del carico				
i _z	0,85	m	1,32	
i _c	0,90	mB	1,68	
i _q	0,91	mL	1,32	
Fattori inclinazione piano di posa				
b _z	1,00			
b _c	1,00			
b _q	1,00			
Fattori inclinazione piano campagna				
g _z	1,00			
g _c	1,00			
g _q	1,00			
Fattori profondità piano di posa				
d _c	1,20			
d _q	1,18			
Risultato:				
Pressione limite (Q _{lim})	1351,4	kPa	38500,27	kN
Coefficiente di sicurezza	3			
Pressione ammissibile (Q _{amm})	474,5	kPa	12833,42	kN

La pressione ammissibile è stata ottenuta applicando il coefficiente di sicurezza 3 alla pressione ammissibile.

Da quanto visto si deduce che $\sigma_{adm} = 4,745 \text{ daN/cm}^2$

Dal documento terna F001/D46 si individuano le dimensioni del plinto da utilizzare in funzione della σ_{amm} ammissibile del terreno: si fa riferimento al caso $\sigma_{lim} < 2,5 \text{ daN/cm}^2$:

LA = 8,50 m

LB = 7,70 m

LC = 4,00 m

LD = 2,30 m



Azienda certificata **ISO 9001:2008**
RINA n. 5923/01/s IQNet n. IT-19510

Sede legale: Sede secondaria:
Piazza Roma, 19 Viale Felissent, 20/D
32045 S. Stefano di Cadore (BL) 31050 Villorba (TV)
tel 0435.62518 fax 0435.429027 tel 0422.318811 fax 0422.318888

7 CONCLUSIONI

Viste le verifiche di cui sopra si assevera l'idoneità per il portale H21 in oggetto della fondazione descritta nell'elaborato Terna F001 – D46, relativamente al caso $\sigma_{lim} < 2,5$ daN/cm^q.

IL COMMITTENTE

TERNA S.p.A.

IL PROGETTISTA

DBA Progetti S.p.A.

Ing. Alessandro Bertino

8 ALLEGATO N. 1

DISEGNO DELLA FONDAZIONE

Cliente TERN A S.p.A.

Oggetto COMPLETAMENTO DELLE VERIFICHE STRUTTURALI DI SOSTEGNI 380 KV IN SEMPLICE TERNA A FASCIO BINATO
Calcolo di Verifica sismica delle fondazioni G1008 del Portale di Linea 380 kV, allungato H21
Conduttori alluminio Ø 41,1

Ordine Contratto 3000025378 *Fornitura di servizi di ricerca, sviluppo e supporto specialistico per l'anno 2008* - Scheda ING36

Note Rev. 00 - Lettera di trasmissione A9024368

La parziale riproduzione di questo documento è permessa solo con l'autorizzazione scritta del CESI.

N. pagine 24

N. pagine fuori testo

Data 01/09/2009

Elaborato SRC - Gatti Fabrizio
A9024366 114965 AUT

Verificato SRC - Pizzigalli Enrico
A9024366 115011 VER

Approvato TER - Il Responsabile - Ferrari Luigi
A9024366 777241 APP



Indice

1	INTRODUZIONE	4
2	DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	4
3	CRITERI DI VERIFICA.....	6
4	MATERIALI E RESISTENZE DI CALCOLO	7
4.1	Materiali	7
4.2	Resistenze di calcolo	7
5	CARICHI	8
6	VERIFICHE FONDAZIONI	8
6.1	Verifiche di stabilità cinematica di sollevamento e massima pressione sul terreno	8
6.2	Verifiche strutturali delle fondazioni.....	13
6.2.1	Stato tensionale nel plinto della fondazione per allungato H21	13
6.2.2	Stato tensionale nei colonnini della fondazione	17
6.2.3	Stato tensionale nel calcestruzzo, all'interfaccia moncone-fondazione	19
7	CONCLUSIONI	22
APPENDICE A: COEFFICIENTE K IN FUNZIONE DELLE ECCENTRICITÀ DEL CARICO		23

STORIA DELLE REVISIONI

Numero revisione	Data	Protocollo	Lista delle modifiche e/o dei paragrafi modificati
00	01/09/2009	A9024366	Prima emissione

RIFERIMENTI

Normativa

- D. M. LL.PP del 21 Marzo 1988, “Approvazione delle norme tecniche per la progettazione, l’esecuzione e l’esercizio delle linee elettriche aeree esterne”;
- D. M. LL.PP. del 5 Agosto 1998, “Aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione, l’esecuzione e l’esercizio delle linee elettriche aeree esterne”.
- D.M. 14/01/2008: “Norme Tecniche per le Costruzioni”

Documentazione tecnica

- [1] Doc. CESI A9014029 “Calcolo di verifica strutturale del portale di linea 380 kV. Allungati H14 e H21. Conduttori alluminio Ø 41,1”, rev. 02, maggio 2009
- [2] Doc. CESI A9014036 “Calcolo di Verifica strutturale del Portale di Linea 380 kV. Verifica dei monconi 5500”, rev. 02, maggio 2009
- [3] Disegno Terna F001/D40 Stazioni elettriche a 380 kV. Fondazioni per portale H14 m. Sigma ammissibili 0,8-1,0-1,25-1,5-2,0- 2,5 daN/cm², Rev. 03, 2/07/2009
- [4] Disegno Terna F001/D46 Stazioni elettriche a 380 kV. Fondazioni per portale H21 m. Sigma ammissibili 0,8-1,0-1,25-1,5-2,0- 2,5 daN/cm², Rev. 03, 2/07/2009
- [5] Doc. CESI A9021237 “Calcolo di Verifica delle fondazioni G1008 del Portale di Linea 380 kV Conduttori alluminio Ø 41,1”, rev. 03, luglio 2009

1 INTRODUZIONE

Nella presente relazione sono illustrate le seguenti verifiche della fondazione prevista per i sostegni del portale di linea 380 kV, allungato H21 (configurazione a doppio portale) nell'ipotesi che i parametri geotecnici permettano l'adozione di fondazioni del tipo diretto, come nel progetto unificato Terna:

- di stabilità cinematica;
- di capacità portante del terreno di fondazione;
- di resistenza strutturale.

Le verifiche di stabilità cinematica e di capacità portante sono state condotte in conformità a quanto previsto dal DM 21/03/1988.

Le verifiche di resistenza strutturale sono state condotte in conformità al DM 14/01/2008.

La progettazione e le successive verifiche sono state eseguite in conformità alla Normativa vigente, tenendo in debito conto le prescrizioni sui carichi e sovraccarichi, vedasi rif. [5].

Le verifiche di resistenza strutturale sono state effettuate per la condizione di carico sismica, secondo il metodo dello stato limite ultimo.

I criteri di analisi e di calcolo adottati sono funzionali al grado di definizione delle opere e dei carichi in gioco; le elaborazioni sono state effettuate secondo gli ordinari metodi della Scienza delle costruzioni e le tecniche convenzionali normalmente impiegate per tali opere.

Le unità di misura adottate sono quelle del sistema internazionale (S.I.).

2 DESCRIZIONE DELL'OPERA

Le fondazioni di supporto per ciascuno dei sostegni a traliccio del portale di linea, a blocco unico, sono illustrate nei disegni di riferimento [3] e [4]; le loro caratteristiche principali sono illustrate nella seguente tabella:

Fondazione per portale	σ_1 [daN/cm ²]	B1 [m]	B2 [m]	Htot[m]	sporgenza [m]	Sviluppo dell'armatura in direzione Y [momento sollecitante Mx]				Sviluppo dell'armatura in direzione X [momento sollecitante My]			
						Armatura inf. piastra di base	Armatura sup. piastra di base	Armatura sup. piastra intermedia	Armatura sup. piastra superiore	Armatura inf. piastra di base	Armatura sup. piastra di base	Armatura sup. piastra intermedia	Armatura sup. piastra superiore
H21	0,8	11,1	8,8	2,4	0,1	45Ø26	45Ø26	31Ø26	15Ø26	49Ø26	49Ø26	36Ø26	15Ø26
H21	1	10	8	2,4	0,1	45Ø26	45Ø26	31Ø26	15Ø26	45Ø26	45Ø26	32Ø26	15Ø26
H21	1,25	9,2	7,8	2,4	0,1	42Ø26	42Ø26	31Ø26	15Ø26	41Ø26	41Ø26	30Ø26	15Ø26
H21	1,5	8,9	7,7	2,4	0,1	42Ø26	42Ø26	31Ø26	15Ø26	40Ø26	40Ø26	29Ø26	15Ø26
H21	2	8,6	7,7	2,4	0,1	42Ø26	42Ø26	31Ø26	15Ø26	39Ø26	39Ø26	28Ø26	15Ø26
H21	2,5	8,5	7,7	2,4	0,1	42Ø26	42Ø26	31Ø26	15Ø26	39Ø26	39Ø26	28Ø26	15Ø26

Trattasi di un blocco di fondazione a tre riseghe, due di altezza 0,6 m ed una 0,4 m, con dimensioni della base a contatto con il terreno indicate con B1 e B2 nella tabella sopra riportata, di altezza complessiva H_{tot} pari a 2,4 m. Dal piano superiore sporgono quattro colonnini a sezione quadrata 0,8 m $\times$ 0,8 m, di altezza pari a 0,8 m, sporgenti dal terreno per 0,1 m. I quattro monconi di collegamento ai montanti sono inseriti nei colonnini e ammortati nel calcestruzzo della fondazione.

Ogni blocco di fondazione è caratterizzato da una impronta a contatto con il terreno che lo rende compatibile con terreni di diverse caratteristiche. Il valore σ_t , caratteristico di ogni tipo, rappresenta la pressione ammissibile sul terreno per quel tipo, valore che occorre non superare nelle verifiche della pressione trasmessa al terreno.

Le pressioni ammissibili hanno valori uguali ai seguenti:

$$0,8 - 1,0 - 1,25 - 1,5 - 2,0 - 2,5 \text{ daN/cm}^2$$

che corrispondono (vedasi par. 6.1.2) ai seguenti valori delle tensioni di rottura σ_{ftu} del terreno:

$$2,4 - 3,0 - 3,75 - 4,5 - 6,0 - 7,5 \text{ daN/cm}^2.$$

Le tensioni di rottura sono stimate, secondo la normativa antecedente al DM 14/01/2008, come il prodotto della tensione ammissibile σ_{amm} per un coefficiente di sicurezza F , con $F = 3$.

3 CRITERI DI VERIFICA

Si mantiene la classificazione Terna che associa ad una classe di terreno (individuata dalla sua massima tensione ammissibile) una certa taglia di fondazione.

Si è analizzata la sola configurazione di maggior altezza, ossia l'allungato H21.

Si individuano, dai calcoli sismici eseguiti sulla struttura del portale (vedasi [1], parte II *Verifica sismica del sostegno*) quelli massimi, in termini di forze di taglio e momenti alla base dei sostegni, oltre che le azioni normali al terreno, in tal caso massime e minime.

Si ricorda che il calcolo eseguito sulla struttura del portale, individua, per ogni montante di ogni sostegno considerato, forze di taglio ed azioni assiali rispettivamente parallele agli assi di riferimento x , y e z (ovvero normali alla linea, paralleli alla linea e verticali).

Ogni sostegno è collegato ad un singolo blocco di fondazione, il quale, all'interfaccia con il sostegno stesso, è globalmente soggetto alle risultanti associate ad ogni singolo montante.

Detti T_{xi} , T_{yi} e N_i ($i=1\div4$ ossia quanti sono i montanti) rispettivamente le i -esime forze di taglio nelle direzioni x e y e la i -esima forza assiale, a e b gli interassi fra i montanti lungo le direzioni x e y , si ha, in corrispondenza del piano superiore della fondazione:

$F_x = \sum_i T_{xi}$	forza di taglio nella direzione normale alla linea
$F_y = \sum_i T_{yi}$	forza di taglio nella direzione parallela alla linea
$N = \sum_i N_i$	forza verticale
$M_x = \sum_i (\pm) b/2 \times N_i$	momento attorno ad un asse normale alla linea
$M_y = \sum_i (\pm) a/2 \times N_i$	momento attorno ad un asse parallelo alla linea

Sul piano inferiore della fondazione, ossia all'interfaccia fondazione-terreno, la azioni sono le seguenti:

$$\begin{aligned} F_X &= F_x \\ F_Y &= F_y \\ P &= N \\ M_X &= M_x - F_Y \times H \\ M_Y &= M_y + F_X \times H \end{aligned}$$

dove H è lo spessore della fondazione.

Le azioni prese a riferimento per la verifica sono perciò quelle relative alle massime condizioni di momento MX e MY, la massima azione verticale e la minima azione verticale.

4 MATERIALI E RESISTENZE DI CALCOLO

4.1 Materiali

Le caratteristiche dei materiali da impiegare sono:

- | | | |
|---|--|------------------------------------|
| 1 | Calcestruzzo per opere di fondazione (C25/30): | $R_{ck} \geq 300 \text{ daN/cm}^2$ |
| 2 | Peso specifico cls: | $\gamma_c = 2158 \text{ daN/m}^3$ |
| 3 | Barre d'armatura per cemento armato: | B450C |

Il peso specifico è fornito dalla Normativa sulle linee aeree (D. M. LL.PP del 21 Marzo 1988, "Approvazione delle norme tecniche per la progettazione, l'esecuzione e l'esercizio delle linee elettriche aeree esterne").

Il calcestruzzo della fondazione è in classe $R_{ck} \geq 30 \text{ N/mm}^2$, con le seguenti caratteristiche:

- Classe di consistenza S3 (UNI-EN 206-1)
- Condizioni ambientali Aggressive (tab. 4.1.III del DM 14/01/2008), per classi di esposizione ambientale XC4, XD1, XS1, XF2, XF3, XA1, XA2 (UNI-EN 206-1);
- Copriferro $c = 4 \text{ cm}$.

4.2 Resistenze di calcolo

Le resistenze di calcolo dei materiali (resistenze di progetto) sono determinate in accordo alla Normativa vigente (D. M. 14 gennaio 2008), in particolare:

- **resistenze di calcolo** (in accordo al DM 14/01/2008)

1. Calcestruzzo per opere di fondazione (C25/30):

- Resistenza cilindrica a compressione $f_{ck} = 250 \text{ daN/cm}^2$
 - Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo $\gamma_c = 1,5$ (Par. 4.1.2.1.1.1 del DM 14/01/2008);
 - Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata $\alpha_{cc} = 0,85$ (Par. 4.1.2.1.1.1 el DM 14/01/2008);
- Resistenza di calcolo a compressione $f_{cd} = f_{ck} \times \alpha_{cc} / \gamma_c = 141,6 \text{ daN/cm}^2$;
- resistenza di calcolo a taglio $\tau_c = 0,21 f_{ctk} = 5,46 \text{ daN/cm}^2$ con f_{ctk} resistenza a trazione caratteristica del conglomerato¹

2. Acciaio: B450C²:

- $f_{yd} = 3913 \text{ daN/cm}^2$

¹ Per la resistenza di calcolo a taglio di calcestruzzo non armato, vedasi DM 14/01/2008, par. 4.1.11.1; la resistenza f_{ctk} (resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo) si calcola mediante la formula $0,3 \times f_{ck}^{2/3}$ (con $f_{ck} = 0,83 \times R_{ck}$, in N/mm^2), vedasi par. 11.2.10.2 del DM 14/01/2008: nel caso in esame, $f_{ctk} = 26 \text{ daN/cm}^2$

² La resistenza di calcolo dell'acciaio è data dal rapporto tra la resistenza di snervamento del B450C (4500 daN/cm^2) e il coefficiente parziale di sicurezza $\gamma_{m,s}$ relativo all'acciaio che vale, per ogni tipo di acciaio, 1,15

5 CARICHI

I carichi sismici, per i quali vengono verificate le fondazioni, derivano dall'analisi strutturale in rif. [1], parte II.

Nella seguente sono riportati i valori massimi dei carichi delle sole combinazioni di carico sismiche per la configurazione a portale doppio dell'allungato H21.

allungato	FX [daN]	FY [daN]	P [daN]	MX [daNm]	MY [daNm]	Azione di riferimento
H21	12999	30965	-28018	-864006	186744	Max momento MX
H21	15005	7129	-19614	-186725	347302	Max momento MY
H21	10366	30281	-28141	-796522	182364	Max azione verticale
H21	1717	3918	-18032	-229559	54225	Min azione verticale

I carichi sono considerati applicati sul piano inferiore della fondazione, ossia all'interfaccia fondazione-terreno e sono riferiti agli assi cartesiani ortogonali X, Y e Z.

6 VERIFICHE FONDAZIONI

6.1 Verifiche di stabilità cinematica di sollevamento e massima pressione sul terreno

La verifica di stabilità al ribaltamento in condizioni sismiche viene condotta in accordo alla Norma Linee attualmente in vigore, secondo la metodologia riportata in 2.5.03 del DM 21/03/1988 (*Fondazioni a blocco unico*) ovvero, considerando il contributo del terreno laterale, mediante la relazione (per blocco a più riseghe, come nel caso in esame):

$$M_r \leq 0,85 \times P \times a / 2 + \gamma [bc^3 + \sum_i b_i (c_i^3 - c_{i-1}^3)] = M_{stab}$$

dove:

- M_{stab} : momento stabilizzante
- M_r : momento delle forze esterne rispetto al piano di appoggio della fondazione; conservativamente, si adotta per tale grandezza la radice quadrata della somma dei quadrati delle due componenti del momento rispetto agli assi cartesiani x e y
- P : azione verticale globale, comprensiva del peso del blocco, del peso del terreno gravante, del peso della struttura e delle azioni di compressione sul piano di fondazione;
- a : lato del blocco di fondazione non intersecato dalla proiezione verticale della risultante di tutte le forze applicate al sostegno
- b : lato della risega intersecato dalla proiezione verticale della risultante di tutte le forze applicate al sostegno
- c : profondità di interrimento della superficie inferiore della risega
- γ : 1079 daN/m³

Sono stati calcolati:

- M_{eqx} : momento stabilizzante attorno all'asse parallelo a X
- M_{eqy} : momento stabilizzante attorno all'asse parallelo a Y
- $M_{rib} = [MX^2 + MY^2]^{1/2}$, in cui MX e MY sono i momenti ribaltanti al piano di fondazione

Sono state eseguite le seguenti verifiche:

- $M_{eqx}/MX \geq 1$
- $M_{eqy}/MY \geq 1$
- $\min(M_{eqx}; M_{eqy})/M_{rib} \geq 1$

Occorre peraltro precisare che, data la natura dinamica del carico sismico, la condizione più critica, dal punto di vista della stabilità cinematica si verifica quando le forze verticali N sono di strappamento, anziché di compressione.

Nella tabella seguente “Verifica di stabilità cinematica in condizioni di carico sismico”, viene analizzata anche tale configurazione.

Tutti i risultati delle verifiche di cui sopra sono sintetizzati nella tabella citata.

allungato	σ_{ftu} [daN/cm ²]	B1 [m]	B2 [m]	vol CLS R300 [mc]	VTG [mc]	PCLS + PTG [daN]	N[daN]	MX [daNm]	MY [daNm]	condizione	Mom. Equil. Meqx[daNm]	Mom. Equil. Meqy[daNm]	Meqx/MX	Meqy/MY	Mrib	Meqmin/Mrib
H21	2,4	11,1	8,8	93,3	131,4	-343049	-28018	-864006	186744	Max MX	1837776	1505137	2,1	8,1	883957	1,7
		11,1	8,8	93,3	131,4	-343049	-19614	-186725	347302	Max MY	1798129	1473705	9,6	4,2	394316	3,7
		11,1	8,8	93,3	131,4	-343049	-28141	-796522	182364	Max N	1838356	1505597	2,3	8,3	817131	1,8
		11,1	8,8	93,3	131,4	-343049	-18032	-229559	54225	Min N	1790667	1467789	7,8	27,1	235877	6,2
H21	3,0	10	8	77,3	106,7	-281964	-28018	-864006	186744	Max MX	1405420	1160114	1,6	6,2	883957	1,3
		10	8	77,3	106,7	-281964	-19614	-186725	347302	Max MY	1369702	1131540	7,3	3,3	394316	2,9
		10	8	77,3	106,7	-281964	-28141	-796522	182364	Max N	1405943	1160532	1,8	6,4	817131	1,4
		10	8	77,3	106,7	-281964	-18032	-229559	54225	Min N	1362979	1126162	5,9	20,8	235877	4,8
H21	3,75	9,2	7,8	70,1	94,9	-253740	-28018	-864006	186744	Max MX	1190197	1031753	1,4	5,5	883957	1,2
		9,2	7,8	70,1	94,9	-253740	-19614	-186725	347302	Max MY	1157336	1003893	6,2	2,9	394316	2,5
		9,2	7,8	70,1	94,9	-253740	-28141	-796522	182364	Max N	1190678	1032161	1,5	5,7	817131	1,3
		9,2	7,8	70,1	94,9	-253740	-18032	-229559	54225	Min N	1151151	998649	5,0	18,4	235877	4,2
H21	4,5	8,9	7,7	67,2	90,4	-242565	-28018	-864006	186744	Max MX	1112201	980152	1,3	5,2	883957	1,1
		8,9	7,7	67,2	90,4	-242565	-19614	-186725	347302	Max MY	1080411	952649	5,8	2,7	394316	2,4
		8,9	7,7	67,2	90,4	-242565	-28141	-796522	182364	Max N	1112666	980555	1,4	5,4	817131	1,2
		8,9	7,7	67,2	90,4	-242565	-18032	-229559	54225	Min N	1074428	947473	4,7	17,5	235877	4,0
H21	6,0	8,6	7,7	65,2	87,1	-234689	-28018	-864006	186744	Max MX	1049114	951258	1,2	5,1	883957	1,1
		8,6	7,7	65,2	87,1	-234689	-19614	-186725	347302	Max MY	1018396	923755	5,5	2,7	394316	2,3
		8,6	7,7	65,2	87,1	-234689	-28141	-796522	182364	Max N	1049563	951661	1,3	5,2	817131	1,2
		8,6	7,7	65,2	87,1	-234689	-18032	-229559	54225	Min N	1012615	918579	4,4	16,9	235877	3,9
H21	7,5	8,5	7,7	64,4	86,1	-231956	-28018	-864006	186744	Max MX	1028142	941145	1,2	5,0	883957	1,1
		8,5	7,7	64,4	86,1	-231956	-19614	-186725	347302	Max MY	997781	913642	5,3	2,6	394316	2,3
		8,5	7,7	64,4	86,1	-231956	-28141	-796522	182364	Max N	1028586	941547	1,3	5,2	817131	1,2
		8,5	7,7	64,4	86,1	-231956	-18032	-229559	54225	Min N	992067	908466	4,3	16,8	235877	3,9

Le verifiche a ribaltamento delle fondazioni sono quindi soddisfatte.

Per le verifiche di capacità portante, si calcolano le tensioni trasmesse al terreno, applicate alla fondazione; la tensione massima di schiacciamento viene calcolata in base alla relazione:

$$\sigma_t = k P/A$$

dove P, A e k sono rispettivamente il carico verticale globale massimo, l'area dell'impronta a contatto con il terreno e un coefficiente dipendente dalle eccentricità del carico e_x ed e_y ($e = M/N$), vedasi tabella in Appendice A.

I risultati delle verifiche sono riportati nella tabella di seguito riportata.

Le eccentricità del carico e_x ed e_y vengono calcolate dai momenti ribaltanti massimi MX ed MY e dal carico verticale P.

In nessuno dei casi considerati, la massima tensione trasmessa al terreno è superiore al valore corrispondente di tensione ammissibile. La fondazione è perciò verificata.

allungato	σ_{ftu} [daN/cm ²]	B1 [m]	B2 [m]	PB + PTG [daN]	N [daN]	MX [daNm]	MY [daNm]	condizione	A base [mq]	e1=MY/N [m]	e2=MX/N [m]	$e_x [-]$ = $e2/B1$	$e_y [-]$ = $e1/B2$	K	$\sigma_{t max}$ [daN/cm ²]	Condizione di verifica [OK indica verifica positiva]
H21	2,4	11,1	8,8	-343049	-28018	-864006	186744	Max MX	97,68	0,505	2,338	0,057	0,211	2,844	1,076	OK
		11,1	8,8	-343049	-19614	-186725	347302	Max MY	97,68	0,962	0,517	0,109	0,047	2,08	0,769	OK
		11,1	8,8	-343049	-28141	-796522	182364	Max N	97,68	0,493	2,155	0,056	0,194	2,655	1,005	OK
		11,1	8,8	-343049	-18032	-229559	54225	Min N	97,68	0,151	0,639	0,017	0,058	1,48	0,545	OK
H21	3,0	10	8	-281964	-28018	-864006	186744	Max MX	80	0,605	2,801	0,076	0,280	4,227	1,630	OK
		10	8	-281964	-19614	-186725	347302	Max MY	80	1,158	0,622	0,145	0,062	2,481	0,930	OK
		10	8	-281964	-28141	-796522	182364	Max N	80	0,591	2,581	0,074	0,258	3,523	1,359	OK
		10	8	-281964	-18032	-229559	54225	Min N	80	0,182	0,769	0,023	0,077	1,72	0,642	OK
H21	3,75	9,2	7,8	-253740	-28018	-864006	186744	Max MX	71,76	0,666	3,083	0,085	0,335	5,615	2,193	OK
		9,2	7,8	-253740	-19614	-186725	347302	Max MY	71,76	1,278	0,687	0,164	0,075	2,64	1,000	OK
		9,2	7,8	-253740	-28141	-796522	182364	Max N	71,76	0,651	2,841	0,083	0,309	4,991	1,950	OK
		9,2	7,8	-253740	-18032	-229559	54225	Min N	71,76	0,201	0,850	0,026	0,092	1,84	0,693	OK
H21	4,5	8,9	7,7	-242565	-28018	-864006	186744	Max MX	68,53	0,694	3,212	0,090	0,361	7,487	2,939	OK
		8,9	7,7	-242565	-19614	-186725	347302	Max MY	68,53	1,333	0,716	0,173	0,081	2,803	1,066	OK
		8,9	7,7	-242565	-28141	-796522	182364	Max N	68,53	0,678	2,959	0,088	0,333	5,615	2,205	OK
		8,9	7,7	-242565	-18032	-229559	54225	Min N	68,53	0,209	0,886	0,027	0,100	1,84	0,696	OK
H21	6,0	8,6	7,7	-234689	-28018	-864006	186744	Max MX	66,22	0,715	3,308	0,093	0,385	8,985	3,543	OK
		8,6	7,7	-234689	-19614	-186725	347302	Max MY	66,22	1,374	0,739	0,178	0,086	2,803	1,070	OK
		8,6	7,7	-234689	-28141	-796522	182364	Max N	66,22	0,698	3,049	0,091	0,354	6,417	2,532	OK
		8,6	7,7	-234689	-18032	-229559	54225	Min N	66,22	0,216	0,914	0,028	0,106	1,96	0,743	OK
H21	7,5	8,5	7,7	-231956	-28018	-864006	186744	Max MX	65,45	0,723	3,343	0,094	0,393	8,985	3,548	OK
		8,5	7,7	-231956	-19614	-186725	347302	Max MY	65,45	1,389	0,747	0,180	0,088	2,993	1,143	OK
		8,5	7,7	-231956	-28141	-796522	182364	Max N	65,45	0,705	3,081	0,092	0,362	7,487	2,958	OK
		8,5	7,7	-231956	-18032	-229559	54225	Min N	65,45	0,218	0,924	0,028	0,109	1,96	0,744	OK

6.2 Verifiche strutturali delle fondazioni

Di seguito, sono riportate le verifiche di resistenza strutturale ai carichi sismici, secondo il metodo degli stati limite, che comprendono il calcolo delle tensioni nel c.a., relativamente allo stato tensionale nel calcestruzzo e nell'armatura della fondazione. La verifica delle sezioni in c.a. è stata eseguita con il programma VcaSlu ver. 7.2 del 10/01/2009, sviluppato dal Prof. Piero Gelfi del Dipartimento di Ingegneria Civile, Architettura, Territorio e Ambiente della Facoltà di Ingegneria dell'Università degli Studi di Brescia.

Le ipotesi utilizzate per la verifica sismica sono le stesse alla base della verifica strutturale in condizioni statiche, vedasi rif. [5]; le sezioni di verifica, sono poste in corrispondenza al cambio di sezione gradone-gradone (sezione 1) e gradone-pilastri (sezione 2) rispettivamente a sezione rettangolare e a T rovescio.

Ai fini della verifica, si ipotizza conservativamente uno schema di mensola incastrata, caricata dalle tensioni massime trasmesse dal terreno e quindi sollecitata a flessione e taglio.

Si definiscono le seguenti grandezze:

L_1 : lunghezza della mensola nella prima sezione di verifica;

L_2 : lunghezza della mensola nella seconda sezione di verifica;

L_3 : lunghezza della mensola nella terza sezione di verifica;

h_1 : altezza della mensola nella prima sezione di verifica;

h_2 : altezza della mensola nella seconda sezione di verifica;

h_3 : altezza della mensola nella terza sezione di verifica;

B: lato di base del plinto;

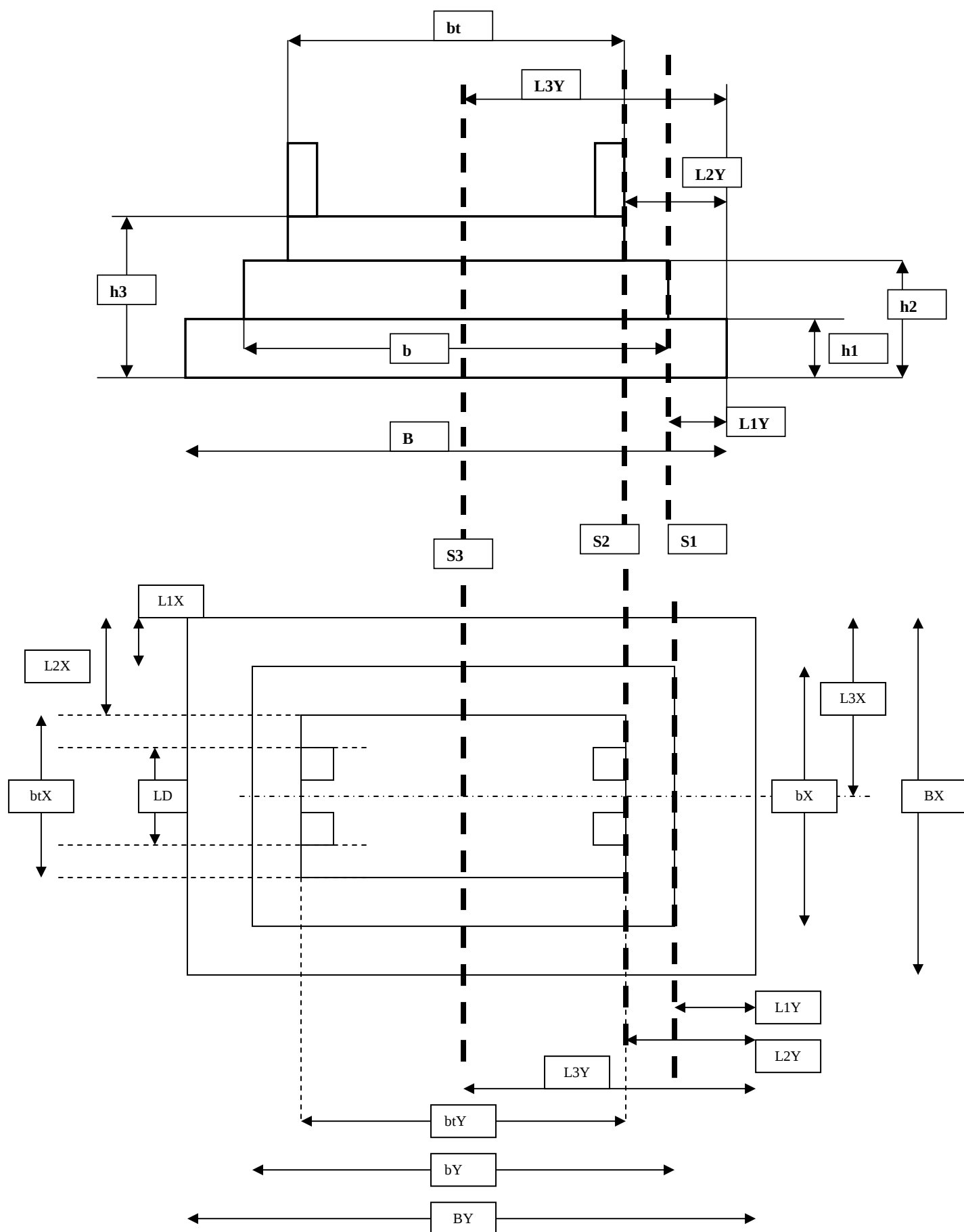
b: lato di base del secondo gradone del plinto;

bt: lato di base del terzo gradone del plinto

c: copriferro = 4 cm

6.2.1 Stato tensionale nel plinto della fondazione per allungato H21

Nella tabella seguente, le grandezze sopra elencate sono caratterizzate da un indice X o Y in funzione della disposizione rispetto agli assi di riferimento X o Y.



Allungato	Tensione ammissibile sul terreno [daN/cm ²]	L1Y [m]	L2Y [m]	L3Y [m]	h1Y [m]	h2Y [m]	h3Y [m]	BY [m]	bY [m]	btY [m]	L1X [m]	L2X [m]	L3X [m]	h1X [m]	h2X [m]	h3X [m]	BX [m]	bX [m]	btX [m]	LD [m]
H21	0,8	1,6	3,55	5,55	0,6	1,2	1,6	11,1	7,9	4	1,5	2,8	4,4	0,6	1,2	1,6	8,8	5,8	3,2	2,3
H21	1	1,45	3	5	0,6	1,2	1,6	10	7,1	4	1,4	2,4	4	0,6	1,2	1,6	8	5,2	3,2	2,3
H21	1,25	1,35	2,6	4,6	0,6	1,2	1,6	9,2	6,5	4	1,35	2,3	3,9	0,6	1,2	1,6	7,8	5,1	3,2	2,3
H21	1,5	1,3	2,45	4,45	0,6	1,2	1,6	8,9	6,3	4	1,35	2,25	3,85	0,6	1,2	1,6	7,7	5	3,2	2,3
H21	2	1,25	2,3	4,3	0,6	1,2	1,6	8,6	6,1	4	1,35	2,25	3,85	0,6	1,2	1,6	7,7	5	3,2	2,3
H21	2,5	1,25	2,25	4,25	0,6	1,2	1,6	8,5	6	4	1,35	2,25	3,85	0,6	1,2	1,6	7,7	5	3,2	2,3

Le misure btY e btX sono relative alle dimensioni in pianta del gradino compreso tra le altezze h2 e h3; la distanza tra le facce esterne dei colonnini risulta uguale a bty in direzione Y e a LD = 2,1 m in direzione X.

6.2.1.1 Verifica flessionale

Si verifica la struttura nelle condizioni di massima sollecitazione flessionale, ipotizzando una pressione del terreno costante, uniformemente distribuita, e pari alla massima calcolata.

Le armature sono posizionate a una distanza dai bordi della sezione tale da lasciare un copriferro, c, pari a 4 cm.

I risultati delle verifiche flessionali, per le due sezioni di verifica S1 e S2 sopra indicate, sono riassunti nella tabella seguente in cui, per ogni valore di pressione ultima sul terreno P.SLU (in daN/cm²), sono riportati:

- P. Max. = pressione massima calcolata sul terreno [daN/cm²]
- SbY = sbalzo lungo Y [m]
- SbX = sbalzo lungo X [m]
- qY = Carico distribuito su sbalzo lungo Y [daN/m] = P. Max. × dimensione impronta lungo X
- qX = Carico distribuito su sbalzo lungo X [daN/m] = P. Max. × dimensione impronta lungo Y
- Mx = momento flettente attorno all'asse X dovuto alla reazione del terreno [daNm] = qY × SbY²/2
- My = momento flettente attorno all'asse Y dovuto alla reazione del terreno [daNm] = qX × SbX²/2
- MxRd = momento resistente attorno all'asse X della sezione considerata [daNm]
- MyRd = momento resistente attorno all'asse Y della sezione considerata [daNm]

sono altresì indicati numero e diametro dei ferri impiegati nelle varie sezioni, sia per sviluppo dei ferri in direzione X che in direzione Y.

Sez. di verifica	P. SLU.	P. Max.	SbY	qY	Ferri lungo Y	Mx	MxRd	SbX	qX	Ferri lungo X	My	MyRd
S1	2,4	1,076	1,6	94675	45Ø26+45Ø26	121184	454900	1,5	119420	49Ø26+49Ø26	134347	519900
	3,0	1,630	1,45	130373	45Ø26+45Ø26	137054	453700	1,4	162966	45Ø26+45Ø26	159707	477200
	3,75	2,193	1,35	171016	42Ø26+42Ø26	155838	423800	1,35	201711	41Ø26+41Ø26	183809	434900
	4,5	2,939	1,3	226317	42Ø26+42Ø26	191238	423900	1,35	261587	40Ø26+40Ø26	238371	424200
	6	3,543	1,25	272845	42Ø26+42Ø26	213160	423800	1,35	304736	39Ø26+39Ø26	277690	413500
	7,5	3,548	1,25	272845	42Ø26+42Ø26	213411	423800	1,35	301546	39Ø26+39Ø26	274784	413500
S2	2,4	1,076	3,55	94675	45Ø26+45Ø26+31Ø26	596572	1475700	2,8	119420	49Ø26+49Ø26+36Ø26	630686	1691400
	3,0	1,630	3	130373	45Ø26+45Ø26+31Ø26	586678	1469500	2,4	162966	45Ø26+45Ø26+32Ø26	661846	1551200
	3,75	2,193	2,6	171016	42Ø26+42Ø26+31Ø26	578034	1377700	2,3	201711	41Ø26+41Ø26+30Ø26	762720	1414400
	4,5	2,939	2,45	226317	42Ø26+42Ø26+31Ø26	679234	1377000	2,25	261587	40Ø26+40Ø26+29Ø26	953485	1379300
	6	3,543	2,3	272845	42Ø26+42Ø26+31Ø26	721674	1377000	2,25	304736	39Ø26+39Ø26+28Ø26	1110761	1344300
	7,5	3,548	2,25	272845	42Ø26+42Ø26+31Ø26	691450	1377000	2,25	301546	39Ø26+39Ø26+28Ø26	1099136	1344300

I momenti massimi M_x e M_y sulla sezione di verifica rimangono, in tutte le condizioni, inferiori ai momenti ultimi delle sezioni giacenti rispettivamente nei piani XZ e YZ.

6.2.1.2 Verifica a taglio

La verifica a taglio nel calcestruzzo viene condotta calcolando la forza di taglio in ciascuna delle due sezioni di verifica per le varie condizioni di tensione di rottura del terreno ed in corrispondenza degli sbalzi in X e Y.

Ai fini della verifica, la forza di taglio viene calcolata ipotizzando (come per le azioni flessionali) una pressione sul terreno uniformemente distribuita e pari al valore massimo calcolato, in accordo alla seguente relazione:

$$T : \text{forza di taglio} = q \times S_b \text{ [daN]} = p_{\max} \times B \times S_b$$

I risultati del calcolo sono riassunti nella seguente tabella. I valori V_{Rd} (carico ultimo a taglio) rispettivamente nei piani normali a Y e X, sono calcolati in base alle relazioni del paragrafo 4.1.2.1.3.2 *Elementi con armature trasversali resistenti al taglio* del DM 14/01/2008. In particolare:

$$V_{Rd} = \text{minimo} (V_{Rsd}, V_{Rcd}) \text{ dove}$$

- V_{Rsd} = resistenza di calcolo a “taglio-trazione” = $0,9 d A_{sw}/s f_{yd} (\cot \alpha + \cot \theta) \sin \alpha$ [daN]
- V_{Rcd} = resistenza di calcolo a “taglio-compressione” = $0,9 d b_w \alpha_c f'_{cd} (\cot \alpha + \cot \theta)/(1 + \cot^2 \theta)$ [daN]

In cui:

- d = altezza utile della sezione
- A_{sw} = area dell'armatura trasversale
- s = interasse tra due armature trasversali consecutive
- f_{yd} = resistenza di progetto delle barre di armatura
- b_w = larghezza minima della sezione
- α_c = coefficiente maggiorativo posto conservativamente pari a 1
- f'_{cd} = resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ($f'_{cd} = 0,5 f_{cd}$)

Si precisa che:

- Le armature resistenti a taglio, per la verifica del taglio agente sulla sezione giacente nel piano XZ (normale a Y) sono quelle orientate secondo l'asse trasversale X
- Le armature resistenti a taglio, per la verifica del taglio agente sulla sezione giacente nel piano YZ (normale a X) sono quelle orientate secondo l'asse longitudinale Y
- Si è posta l'inclinazione θ dei puntoni di calcestruzzo a 45°
- Si è posta l'inclinazione α dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave pari a 90°
- Per la sezione S2, l'interasse tra due armature trasversali consecutive è stato posto pari al valore massimo degli interassi dei singoli strati di armatura.

Sez. di verifica	P. SLU.	P. Max.	SbY	qY	T nel piano normale a Y	V_{Rd} nel piano normale a Y	SbX	qX	T nel piano normale a X	V_{Rd} nel piano normale a x
S1	2,4	1,076	1,6	94675	151480	1682208	1,5	85023	179130	2121876
	3,0	1,630	1,45	130373	189041	1529280	1,4	94220	228152	1911600
	3,75	2,193	1,35	171016	230872	1491048	1,35	102068	272310	1758672
	4,5	2,939	1,3	226317	294212	1471932	1,35	108126	353143	1701324
	6	3,543	1,25	272845	341056	1471932	1,35	115333	411393	1643976
	7,5	3,548	1,25	272845	341457	1471932	1,35	114077	407088	1624860
S2	2,4	1,076	3,55	94675	336097	2217456	2,8	85023	388115	3020328
	3,0	1,630	3	130373	391118	1988064	2,4	94220	464453	2714472

3,75	2,193	2,6	171016	444642	1949832	2,3	102068	554706	2485080
4,5	2,939	2,45	226317	554476	1911600	2,25	108126	706285	2408616
6	3,543	2,3	272845	627543	1911600	2,25	115333	822786	2332152
7,5	3,548	2,25	272845	614622	1911600	2,25	114077	814175	2293920

Il taglio nel calcestruzzo rimane, in tutte le condizioni, inferiore al valore V_{Rd} della resistenza a taglio per sezione con armature trasversali resistenti al taglio.

6.2.2 Stato tensionale nei colonnini della fondazione

6.2.2.1 Verifica flessionale

Come successivamente definito, le azioni corrispondenti ai carichi verticali trasmessi dal sostegno sono considerate trasferite interamente al piede della fondazione; i colonnini sono da considerarsi pertanto sollecitati dalle sole azioni orizzontali di taglio trasmesse dai sostegni del portale che inducono, alla base del colonnino, un momento flettente pari al taglio per l'altezza del colonnino stesso.

Come da specifica richiesta Terna, il valore minimo dell'azione orizzontale (taglio di progetto) alla quale il colonnino deve essere in grado di far fronte non deve essere inferiore a 10000 daN, ossia al valore massimo del tiro di amarro al piede, pari a 4000 daN per la serie 380 kV, moltiplicato per un coefficiente di sicurezza pari a 2,5.

La massima sollecitazione calcolata alla base superiore del colonnino, per l'allungato H21, è:

- Azione di taglio (vedasi [1], App. 7):
 - o $T_x = 5096$ daN
 - o $T_y = 10924$ daN
 - o $F_t = 12151$ daN

Tali valori sono superiori al valore minimo richiesto dalle specifiche, per cui le verifiche saranno condotte adottando questi valori.

Il momento flettente utilizzato per la verifica alla base del pilastro è quindi:

- $M_y = T_x \times 0,8 \text{ m} = 5096 \text{ daN} \times 0,8 \text{ m} = 40,768 \text{ kNm}$,
- $M_x = T_y \times 0,8 \text{ m} = 10924 \text{ daN} \times 0,8 \text{ m} = 87,392 \text{ kNm}$

essendo il braccio pari a 0,8 m.

Si considera una sezione con le seguenti caratteristiche:

- Sezione quadrata di lato 80 cm;
- Copriferro: 4 cm
- Armatura: 12 $\varnothing$ 26

Titolo : **pilastrino PL380 azioni in x e y**

N° Vertici

4

Zoom

N° barre

12

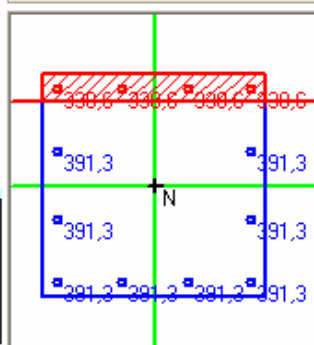
Zoom

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

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
8	5,31	-34,7	11,9
9	5,31	-34,7	-11,9
10	5,31	-34,7	-34,7
11	5,31	-11,9	-34,7
12	5,31	11,9	-34,7

Tipo Sezione

- ☐ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☒ Coord.



Sollecitazioni

S.L.U.

Metodo n

N _{Ed}	0	0	kN
M _{xEd}	87,392	0	kNm
M _{yEd}	40,768	0	

P.to applicazione N

☒ Centro ☐ Baricentro cls☐ Coord.[cm]

xN 0

yN 0

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo

- ☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☐ Metodo n

Tipo flessione

- ☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd

Dominio M-N

L₀ 0 cm

Col. modello

☐ Precompresso

Materiali

B450C

C25/30

ϵ_{su}	67,5	ϵ_{c2}	2
f_{yd}	391,3	ϵ_{cu}	3,5
E_s	200.000	f_{cd}	14,17
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0,8
ϵ_{syd}	1,957	$\sigma_{c,adm}$	9,75
$\sigma_{s,adm}$	255	τ_{co}	0,6
		τ_{c1}	1,829

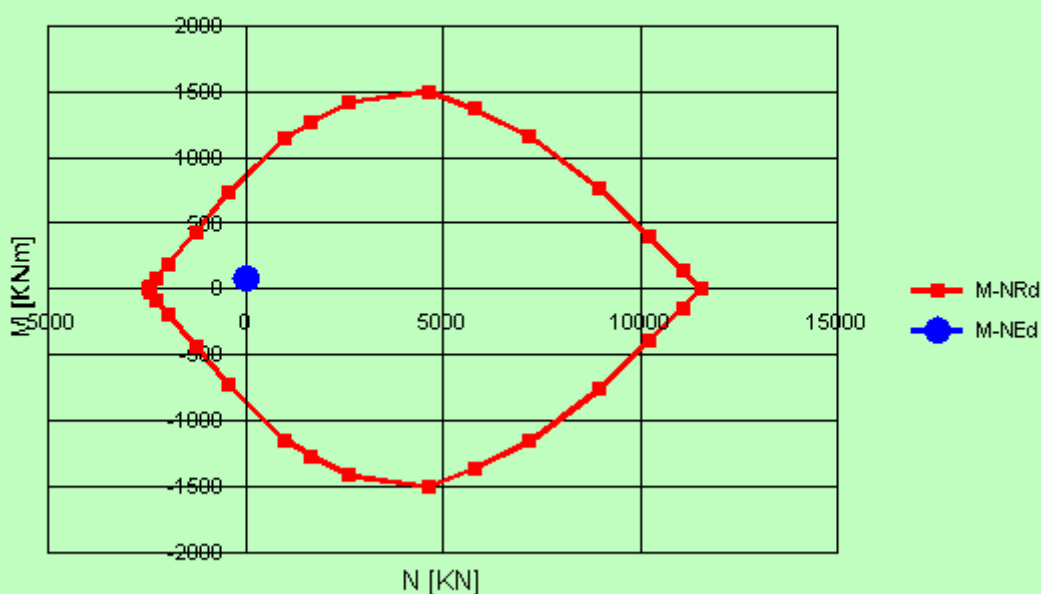
M_{xRd} 874,8 kN m σ_c -14,17 N/mm² σ_s 391,3 N/mm² ϵ_c 3,5 ‰ ϵ_s 21,97 ‰

d 74,7 cm

x 10,27 x/d 0,1374

 δ 0,7

pilastrino PL380 azioni in x e y



Il momento massimo M sulla sezione di verifica ($M = (M_x^2 + M_y^2)^{1/2} = 9643 \text{ daNm}$) rimane inferiore al momento ultimo della sezione pari a 87480 daNm .

6.2.2.2 Verifica a taglio

La verifica a taglio nel calcestruzzo viene condotta nei confronti della massima forza di taglio F_t nella generica sezione del colonnino.

Il valore VR_d (carico ultimo a taglio) è calcolato in base alle relazioni del paragrafo 4.1.2.1.3.1 *Elementi senza armature trasversali resistenti al taglio* del DM 14/01/2008.

In particolare, VR_d viene calcolato con la seguente formulazione:

$$VR_d = [0,18 k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \sigma_{cp}] b_w d \geq (v_{min} + 0,15 \sigma_{cp}) b_w d$$

Con:

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

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

d = altezza utile sezione

b_w = larghezza minima sezione

A_{sl} = area della armature longitudinale

$$\rho_1 = A_{sl} / (b_w d) \leq 0,02$$

σ_{cp} = tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$)

$$\gamma_c = 1,5$$

Nel caso in esame:

$$d = 80 \text{ cm}$$

$$k = 2,581$$

$$f_{ck} = 250 \text{ daN/cm}^2 = 25 \text{ N/mm}^2$$

$$v_{min} = 0,726 \text{ N/mm}^2$$

$$b_w = 80 \text{ cm}$$

$$A_{sl} = 12 \times (\pi \times \varnothing^2 / 4) = 6371 \text{ mm}^2$$

$$\rho_1 = 6371 / (800 \times 800) = 9,95 \times 10^{-3} < 0,02$$

$$\sigma_{cp} = 0$$

$$VR_d = [0,18 \times 2,581 \times (100 \times 9,95 \times 10^{-3})^{1/3} / 1,5 + 0,15 \times 0] \times 800 \times 800 = 578634 \text{ N} = 57863 \text{ daN}$$

$$(v_{min} + 0,15 \sigma_{cp}) b_w d = (0,726 + 0,15 \times 0) \times 800 \times 800 = 464640 \text{ N} = 46464 \text{ daN}$$

$$VR_d \geq (v_{min} + 0,15 \sigma_{cp}) b_w d \Rightarrow 57863 > 46464$$

$$F_t < VR_d \Rightarrow 12151 < 57863$$

La sezione risulta quindi verificata.

6.2.3 Stato tensionale nel calcestruzzo, all'interfaccia moncone-fondazione

Le verifiche sono fatte nei riguardi delle sole azioni trasmesse dal moncone alla fondazione, le verifiche condotte riguardano pertanto la compressione locale del calcestruzzo ed il punzonamento nello stesso; le verifiche dei monconi sono riportate nella relazione [2].

Per la verifica dell'interfaccia fra moncone e sostegno si è fatta l'ipotesi che la sollecitazione di trazione/compressione venga trasferita alla fondazione tramite il solo contrasto offerto dalle apposite squadrette previste sul moncone (si trascura pertanto il contributo eventualmente offerto dall'attrito moncone-calcestruzzo di fondazione), ripartendosi in parti uguali sui diversi livelli delle squadrette di ancoraggio.

Nel caso delle fondazioni unificate considerate sono previsti i monconi di tipo LS5500/1; nella Tabella seguente sono riportati il numero ed i livelli delle squadrette oltre al tipo e lunghezza delle stesse.

Tipo fondazione	Tipo monconi	Squadrette		
		n. livelli	n. squadrette/livello	Profilo/lunghezza (mm)
G1008	LS5500/1	2	3	130x130 / 350

Compressione locale nel calcestruzzo

La Tabella seguente riporta per i monconi impiegati nelle fondazioni in esame (Rif. [2]) i massimi carichi applicati ai monconi, le aree di contatto delle squadrette e le corrispondenti massime sollecitazione di compressione locale sul cls.

Moncone	Area di contatto squadrette (cm ²)	Massimo carico applicato (daN)	Massima compressione cls (daN/ cm ²)
LS5500/1	2223 = 3 × 741	160.383 [strappamento]	72,1
		179.109 [compressione]	80,6

Le massime compressioni risultano quindi inferiori al valore della resistenza di calcolo a compressione, pari a $f_{cd} = 141,6 \text{ daN/cm}^2$.

Punzonamento nel calcestruzzo

Per la verifica, si considera che la pressione di contatto si distribuisca uniformemente sulle squadrette, e quando queste ultime sono su più livelli sia la prima squadretta, quella che si trova a distanza maggiore dal bordo inferiore del plinto, ad assorbire tutto lo sforzo (**I verifica**); inoltre, a favore di sicurezza, si verifica:

- che 2/3 dello sforzo complessivo sia assorbito anche dalla sola squadretta che si trova al livello intermedio (**II verifica**)
- che 1/3 dello sforzo complessivo sia assorbito anche dalla sola squadretta che si trova al livello inferiore (**III verifica**)
-

Nella verifica si considera l'area di contatto come una superficie fittizia quadrata.

Carico di compressione

I^a verifica

Tipo Moncone	Sp = Distanza massima tra ala orizzontale squadrette e bordo inferiore plinto [cm]	L = lato piastra fittizia, con area pari all'area contatto di una singola coppia di squadrette ³ = (area di contatto squadrette) ^{1/2} [cm]	N = Massima azione assiale -compressione [daN]	Tensione di taglio = $N/[8 \times (L+Sp) \times Sp]$ [daN/cm ²]
LS5500/1	89,2 ⁴	27,2	179.109	2,16

³ Area contatto di una singola coppia di squadrette = 741 cm²

⁴ 89,2 cm = 86,2 cm (distanza tra ala orizzontale squadrette livello superiore e estremità moncone) + 3 cm (spessore blocco di appoggio)

II verifica

Tipo Moncone	Sp = Distanza massima tra ala orizzontale squadrette e bordo inferiore plinto [cm]	L = lato piastra fittizia, con area pari all'area contatto di una singola coppia di squadrette = (area di contatto squadrette) ^{1/2} [cm]	N' = Massima azione assiale trazione – compressione = $2 \times N/3$ [daN]	Tensione di taglio = $N' / [8 \times (L + Sp) \times Sp]$ [daN/cm ²]
LS5500/1	62,1 ⁵	27,2	119.406	2,69

III verifica

Tipo Moncone	Sp = Distanza massima tra ala orizzontale squadrette e bordo inferiore plinto [cm]	L = lato piastra fittizia, con area pari all'area contatto di una singola coppia di squadrette = (area di contatto squadrette) ^{1/2} [cm]	N = Massima azione assiale -compressione [daN] = N/3 [daN]	Tensione di taglio = $N' / [8 \times (L + Sp) \times Sp]$ [daN/cm ²]
LS5500/1	35 ⁶	27,2	59.703	3,43

Le tensioni calcolate sono inferiori al valore di resistenza di calcolo a taglio per sezioni non armate $\tau_c = 5,46 \text{ daN/cm}^2$.

Carico di trazione**I^a verifica**

Tipo Moncone	Sp = Distanza massima tra ala orizzontale squadrette e bordo inferiore plinto [cm]	L = lato piastra fittizia, con area pari all'area contatto di una singola coppia di squadrette = (area di contatto squadrette) ^{1/2} [cm]	N = Massima azione assiale trazione [daN]	Tensione di taglio = $N / [8 \times (L + Sp) \times Sp]$ [daN/cm ²]
LS5500/1	125 ⁷	27,2	160.383	1,05

II verifica

Tipo Moncone	Sp = Distanza massima tra ala orizzontale squadrette e bordo inferiore plinto [cm]	L = lato piastra fittizia, con area pari all'area contatto di una singola coppia di squadrette = (area di contatto squadrette) ^{1/2} [cm]	N' = Massima azione assiale trazione = $2 \times N/3$ [daN]	Tensione di taglio = $N' / [8 \times (L + Sp) \times Sp]$ [daN/cm ²]
LS5500/1	97,9 ⁸	27,2	106.922	1,09

III verifica

Tipo Moncone	Sp = Distanza massima tra ala	L = lato piastra fittizia, con area pari all'area contatto di una	N' = Massima azione assiale	Tensione di taglio =
--------------	-------------------------------	---	-----------------------------	----------------------

⁵ 62,1 cm = 59,1 cm (distanza tra ala orizzontale squadrette livello intermedio e estremità moncone) + 3 cm (spessore blocco di appoggio)

⁶ 35 cm = 32 cm (distanza tra ala orizzontale squadrette livello inferiore e estremità moncone) + 3 cm (spessore blocco di appoggio)

⁷ 125 cm = 160 cm (spessore blocco, colonnini esclusi) - 35 cm (distanza da bordo inferiore)

⁸ 97,9 cm = 160 cm (spessore blocco, colonnini esclusi) - 62,1 cm (distanza da bordo inferiore)

	orizzontale squadrette e bordo inferiore plinto [cm]	singola coppia di squadrette = (area di contatto squadrette) ^{1/2} [cm]	trazione = N/3 [daN]	$N' / [8 \times (L + S_p) \times S_p]$ [daN/cm ²]
LS5500/1	70,8 ⁹	27,2	53.461	0,96

Le tensioni calcolate sono inferiori al valore di resistenza di calcolo a taglio per sezioni non armate $\tau_c = 5,46 \text{ daN/cm}^2$.

7 CONCLUSIONI

Le fondazioni in oggetto, relative al il portale di linea 380 kV, allungato H21, così come descritte nel cap. 2 della presente relazione, risultano verificate nei confronti dell'azione sismica, e sono pertanto idonee ad essere adottate nel caso di terreni con tensione di rottura di 2,4 – 3 – 3,75 – 4,5 – 6,0 e 7,5 daN/cm².

⁹ 70,8 cm = 160 cm (spessore blocco, colonnini esclusi) – 89,2 cm (distanza da bordo inferiore)

APPENDICE A:
COEFFICIENTE K IN FUNZIONE DELLE ECCENTRICITÀ DEL CARICO

TABELLA PER IL CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI MASSIME SUL TERRENO PER FONDAZIONI SOTTOPOSTE A COMPRESSIONE ECCENTRICA

	0.4	0.38	0.36	0.34	0.32	0.3	0.28	0.26	0.24	0.22	0.2	0.18	0.16	0.14	0.12	0.1	0.08	0.06	0.04	0.02	0
0.4	37.500	31.250	26.780	23.440	20.830	18.750	17.040	15.620	14.420	13.370	12.450	11.620	10.870	10.180	9.558	8.985	8.455	7.964	7.506	7.076	6.667
0.38	31.250	26.040	22.320	19.630	17.360	15.620	14.200	13.020	12.020	11.150	10.380	9.684	9.057	8.486	7.965	7.487	7.046	6.637	6.255	5.896	5.556
0.36	26.780	22.320	19.130	16.740	14.880	13.390	12.170	11.160	10.300	9.553	8.895	8.300	7.763	7.274	6.827	6.417	6.039	5.689	5.362	5.054	4.762
0.34	23.440	19.630	16.740	14.650	13.020	11.720	10.650	9.766	9.014	8.359	7.783	7.263	6.793	6.365	5.974	5.615	5.284	4.978	4.691	4.422	4.167
0.32	20.830	17.360	14.880	13.020	11.570	10.420	9.470	8.681	8.013	7.430	6.918	6.456	6.038	5.685	5.310	4.991	4.697	4.425	4.170	3.931	3.704
0.3	18.750	15.620	13.390	11.720	10.420	9.376	8.523	7.812	7.211	6.687	6.226	5.810	5.434	5.092	4.779	4.492	4.227	3.982	3.753	3.538	3.333
0.28	17.040	14.200	12.170	10.650	9.470	8.523	7.748	7.102	6.556	6.079	5.660	5.282	4.940	4.629	4.345	4.084	3.843	3.620	3.412	3.216	3.030
0.26	15.620	13.020	11.160	9.766	8.681	7.812	7.102	6.510	6.009	5.573	5.189	4.842	4.528	4.243	3.983	3.743	3.523	3.318	3.128	2.948	2.778
0.24	14.420	12.020	10.300	9.014	8.013	7.211	6.556	6.009	5.547	5.145	4.789	4.470	4.180	3.917	3.676	3.455	3.252	3.063	2.887	2.721	2.564
0.22	13.370	11.150	9.553	8.359	7.430	6.687	6.079	5.573	5.145	4.773	4.444	4.147	3.880	3.636	3.413	3.202	3.019	2.844	2.681	2.527	2.381
0.2	12.450	10.380	8.895	7.783	6.918	6.226	5.660	5.189	4.789	4.444	4.137	3.863	3.615	3.389	3.183	2.993	2.818	2.655	2.502	2.359	2.222
0.18	11.620	9.684	8.300	7.263	6.456	5.810	5.282	4.842	4.470	4.147	3.863	3.608	3.378	3.169	2.979	2.803	2.640	2.488	2.346	2.211	2.083
0.16	10.870	9.057	7.763	6.793	6.038	5.434	4.940	4.528	4.180	3.880	3.615	3.378	3.165	2.972	2.795	2.632	2.481	2.340	2.207	2.082	1.960
0.14	10.180	8.486	7.274	6.365	5.685	5.092	4.629	4.243	3.917	3.636	3.389	3.169	2.972	2.793	2.629	2.478	2.337	2.206	2.081	1.960	1.840
0.12	9.558	7.965	6.827	5.974	5.310	4.779	4.345	3.983	3.676	3.413	3.183	2.979	2.795	2.629	2.477	2.336	2.205	2.080	1.960	1.840	1.720
0.1	8.985	7.487	6.417	5.615	4.991	4.492	4.084	3.743	3.455	3.202	2.993	2.803	2.632	2.478	2.336	2.204	2.080	1.960	1.840	1.720	1.600
0.08	8.455	7.046	6.039	5.284	4.697	4.227	3.843	3.523	3.252	3.019	2.818	2.640	2.481	2.337	2.205	2.080	1.960	1.840	1.720	1.600	1.480
0.06	7.964	6.637	5.689	4.978	4.425	3.982	3.620	3.318	3.063	2.844	2.655	2.488	2.340	2.206	2.080	1.960	1.840	1.720	1.600	1.480	1.360
0.04	7.506	6.255	5.362	4.691	4.170	3.753	3.412	3.128	2.887	2.681	2.502	2.346	2.207	2.081	1.960	1.840	1.720	1.600	1.480	1.360	1.240
0.02	7.076	5.896	5.054	4.422	3.931	3.538	3.216	2.948	2.721	2.527	2.359	2.211	2.082	1.960	1.840	1.720	1.600	1.480	1.360	1.240	1.120
0	6.667	5.556	4.762	4.167	3.704	3.333	3.030	2.778	2.564	2.381	2.222	2.083	1.960	1.840	1.720	1.600	1.480	1.360	1.240	1.120	1.000