



**NOUVELLE LIGNE LYON TURIN - NUOVA LINEA TORINO LIONE
PARTIE COMMUNE FRANCO-ITALIENNE - PARTE COMUNE ITALO-FRANCESE
CUP C11J05000030001**

**Chantier Opérationnel 010 / Cantiere Operativo 010
CIG ZDB1F80CC0**

**PARTIE CONCEPTION MOE RACCORD FERROVIAIRE DE LA ZONE TECHNIQUE DE
TORRAZZA - PROGETTO ESECUTIVO DELL'AREA TECNICA DI TORRAZZA**

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO BARRIERA ACUSTICA

Indice	Date / Data	Modifications / Modifiche	Etabli par / Concepito da	Vérifié par / Controllato da	Autorisé par / Autorizzato da
0	11/07/2019	Prima emissione a seguito validazione Telt Première diffusion après validation Telt	P. Forgione (AI)	G. Chiellino (AI)	A. Marra (AI)
A	11/09/2019	Revisione a seguito commenti Telt Révision après commentaires Telt	P. Forgione (AI)	G. Chiellino (AI)	A. Marra (AI)

4	1	0	0	C	1	8	1	9	0	S	T	1	1	0	0
L. Cost. L. Const.	Cantiere Operativo Chantier Opérationnel			Contratto Contrat			Opera Ouvrage			Tratto Tronçon		Parte Partie			

E	R	E	A	M	1	9	0	1	0
Fase Phase	Tipo documento Type de document		Oggetto Objet		Numero documento Numéro de document			Indice Index	

IL PROGETTISTA MANDATARIO/LE DESIGNER



AI ENGINEERING S.r.l.
Via Lamarmora, 80 | 10128 Torino
Tel: +39 011 58 14 511 | Fax: +39 011 56 83 482
E-mail: posta@aigroup.it
Website: www.aigroup.it

IL PROGETTISTA MANDANTE/LE DESIGNER



GEODATA ENGINEERING S.p.A.
Corso Bolzano, 14 | 10121 Torino
Tel: +39 011 58 10 611 | Fax: +39 011 59 74 40
E-mail: geodata@geodata.it
Website: www.geodata.it

-

SCALA / ÉCHELLE

P	A
Stato / Statut	

L'APPALTATORE/L'ENTREPRENEUR

IL DIRETTORE DEI LAVORI/LE MAÎTRE D'ŒUVRE



SOMMAIRE / INDICE

1	RESUME/RIASSUNTO	3
2	DOCUMENTS DE RÉFÉRENCE / DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	4
3	NORMATIVE.....	4
4	CRITERI DI PROGETTO E LIVELLI PRESTAZIONALI.....	5
4.1	SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE	5
4.2	METODO DI VERIFICA.....	6
5	AZIONI SULLE STRUTTURE	6
5.1	AZIONE DEL VENTO SUL PARAPETTO	6
6	DATI DI PROGETTO STRUTTURA.....	7
6.1	GEOMETRIA STRUTTURA.....	7
6.2	CARATTERISTICHE STRATI TERRENO.....	7
6.3	CARATTERISTICHE MATERIALI UTILIZZATI.....	7
7	DATI DI PROGETTO BARRIERA ANTIRUMORE.....	8
7.1	PROGETTO DEL MONTANTE.....	8
7.2	VERIFICHE GEOTECNICHE IN FONDAZIONE	9
7.3	PROGETTO DEL PLINTO DI FONDAZIONE.....	12

1 Resume/riassunto

Le présent rapport constitue la note de calcul de l'ouvrage de franchissement de la Roggia dei Molini à la forme de boîte à deux compartiments situés au km 0+773 du raccord.

La structure est constituée d'une fondation en radier en béton armé, de trois parois et d'une dalle en béton armé.

Le dimensionnement a été vérifié à l'ELU et à l'ELS sur la base des normes en vigueur au moment de l'élaboration du projet de référence.

Les vérifications ont permis de confirmer la solution prévue.

La presente relazione costituisce una nota di calcolo della verifica strutturale delle strutture delle barriere antirumore relativamente al sito di deposito smarino sito in località Torrazza (To). La struttura è costituita da una fondazione a plinto in calcestruzzo armato e dal relativo montante in acciaio.

Il dimensionamento è stato effettuato agli Stati Limite Ultimi e agli Stati Limite d'Esercizio sulla base della normativa vigente.

2 Documents de référence / Documenti di riferimento

PD2_C3B_0046_30-03-20_10-01_Relazione geotecnica del sito di Torrazza_B

3 Normative

Decreto del Presidente della Repubblica 6 giugno 2001, n. 380

Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia Circ. n.11651 del 14/02/1974

DM 17/01/2018, “Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»”

L’articolo 2 “Ambito di applicazione e disposizioni transitorie” comma 1 consente di continuare ad applicare le previgenti norme tecniche per le costruzioni, coerentemente con il progetto definitivo, fino all’ultimazione dei lavori ed al collaudo statico degli stessi.

Ministero delle infrastrutture e dei Trasporti, circolare n.7 del 21 Gennaio 2019

ISTRUZIONI per l’applicazione dell’ Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 17 Gennaio 2018.

Circ. Min. LL.PP. 14.02.1974, n.11951 “Applicazione della legge 05.11.1971, n. 1086”.

Circ. Min. LL.PP. 31.07.1979, n.19581 “Legge 05.11.1971, n. 1086, art. 7- Collaudo Statico”.

Circ. Min. LL.PP. 23.10.1979, n.19777 “Competenza amministrativa: Legge 05.11.1971, n. 1086 02.02.1974, n.64”.

Circ. Min. LL.PP. 09.01.1980, n.20049 “Istruzioni relative ai controlli sul conglomerato cementizio adoperato per le strutture in cemento armato”.

Circ. Min. LL.PP. 01.09.1987, n.29010 “Legge 05.11.1971, n. 1086 DM 27.07.1985, Controllo dei materiali in genere e degli acciai per cemento armato normale in particolare”.

Legislazione regionale di riferimento

D.G.R. del 21/05/2014, n° 65-7656

Individuazione dell'ufficio tecnico regionale ai sensi del D.P.R. 6 giugno 2001, n. 380 e ulteriori modifiche e integrazioni alle procedure attuative di gestione e controllo delle attività urbanistico-edilizie ai fini della prevenzione del rischio sismico approvate con D.G.R. 12 dicembre 2011, n. 4-3084.

D.G.R. del 03/02/2012, n° 7-3340

Modifiche e integrazioni alle procedure di controllo e gestione delle attività urbanistico edilizie ai fini della prevenzione del rischio sismico approvate con D.G.R. n. 4-3084 del 12/12/2011.

D.G.R. del 12/12/2011, n° 4-3084

D.G.R. n. 11-13058 del 19/01/2010. Approvazione delle procedure di controllo e gestione delle attività urbanistico-edilizie ai fini della prevenzione del rischio sismico attuative della nuova classificazione sismica del territorio piemontese.

D.G.R. del 01/03/2010, n° 28-13422

Differimento del termine di entrata in vigore della nuova classificazione sismica del territorio piemontese approvata con d.g.r. n. 11-13058 del 19/01/2010 e ulteriori disposizioni.

D.G.R. del 19/01/2010, n° 11-13058

Aggiornamento e adeguamento dell'elenco delle zone sismiche (O.P.C.M. n. 3274/2003 e O.P.C.M. 3519/2006).

Circolare del Presidente della Giunta Regionale 27/04/2004 n. 1/DOP

D.G.R. 61-11017 del 17/11/03 (Prime disposizioni in applicazione dell'ordinanza del P.C.M. n. 3274 del 20/02/2003 recante primi elementi in materia di criteri generali per classificazione sismica del territorio e di normative tecniche per costruzioni in zona sismica) – Indicazioni procedurali

D.G.R. del 23/12/03, n° 64-11402

Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri 20 marzo 2003, n. 3274 (“Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”) - Disposizioni attuative dell'articolo 2

D.G.R. del 17/11/03, n° 61-11017

Prime disposizioni in applicazione dell'ordinanza del P.C.M. n. 3274 del 20/02/2003 recante primi elementi in materia di criteri generali per classificazione sismica del territorio e di normative tecniche per costruzioni in zona sismica

L.R. 12 MARZO 1985, n° 19

Snellimento delle procedure di cui alla legge 2 febbraio 1974, n. 64, in attuazione della legge 10 dicembre 1981, n. 741.

4 Criteri di progetto e Livelli prestazionali

L'analisi strutturale è stata effettuata in base alle normative vigenti, in particolare per la definizione dei carichi, le analisi e le verifiche si è fatto riferimento al quadro normativo delineato del D.M. 17/01/2018 (Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni). Per quanto non riportato sul Decreto si sono seguite le indicazioni della Circolare applicativa delle NTC medesime.

4.1 SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE

Le opere e le componenti strutturali sono progettate, saranno eseguite, collaudate e soggette a manutenzione in modo tale da consentirne la prevista utilizzazione, in forma economicamente sostenibile e con il livello di sicurezza previsto dalle presenti norme.

La sicurezza e le prestazioni di un'opera o di una parte di essa sono state valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la vita nominale. Stato limite è la condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata.

In particolare, secondo quanto stabilito dalle NTC, le opere e le varie tipologie strutturali oggetto della presente relazione possiedono i seguenti requisiti:

- *sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU)*: capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone ovvero comportare la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali, ovvero mettere fuori servizio l'opera;
- *sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE)*: capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio;
- *robustezza nei confronti di azioni eccezionali*: capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità delle cause innescanti quali incendio, esplosioni, urti.

4.2 METODO DI VERIFICA

Le verifiche degli elementi sono state svolte seguendo il metodo degli Stati Limite, conformemente al parere espresso dalla Sezione Prima del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici nell'adunanza del 14 dicembre 2010 (Protocollo 155/2010).

5 Azioni sulle strutture

5.1 Azione del vento sul parapetto

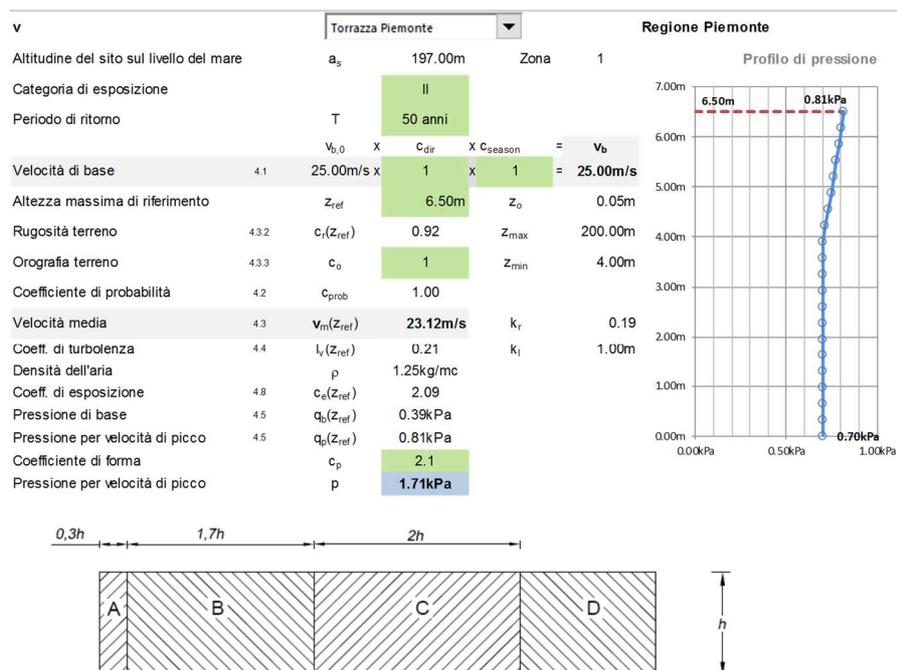


Figura G.21 – Suddivisione di muri e parapetti in aree di uguale pressione complessiva.

Tabella G.X – Coefficienti di pressione complessiva per muri e parapetti.

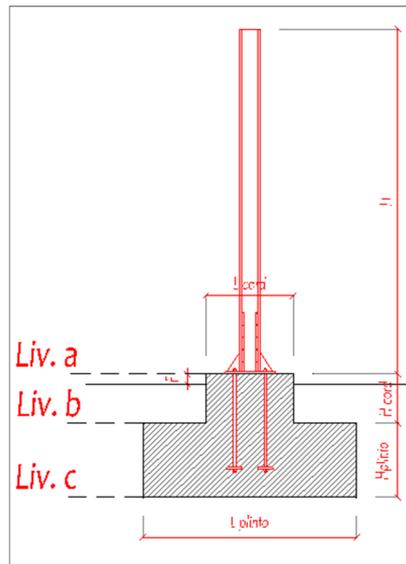
ϕ	Chiusura laterale	l/h	A	B	C	D
1,0	no	<3	2,3	1,4	1,2	1,2
		5	2,9	1,8	1,4	
		>10	3,4	2,1	1,7	
0,8	si	tutti	2,1	1,8	1,4	1,2
	si/no	tutti	1,2			

- La zona A può essere trascurata
- A favore di sicurezza si dimensiona in zona B

6 Dati di progetto struttura

6.1 Geometria struttura

Descrizione:	barriera acustica	
Altezza montante	6.00	[m]
Interassi montanti	3.00	[m]
Larghezza totale plinto fondazione	2.80	[m]
Lunghezza totale plinto fondazione	3.00	[m]
Altezza plinto	0.60	[m]
Larghezza cordolo	0.70	[m]
Altezza cordolo	0.90	[m]



6.2 Caratteristiche strati terreno

Strato terreno sotto piano posa

Descrizione	Terreno fondazione	
Peso di volume	2000.00	[kg/mc]
Peso di volume saturo	2000.00	[kg/mc]
Angolo di attrito	25.00	[°]
Angolo di attrito terreno struttura	25.00	[°]
Coesione	0.00	[kg/cm ²]
Costante di Winkler verticale	10.00	[kg/cm ³]

6.3 Caratteristiche materiali utilizzati

Materiale calcestruzzo per plinto

R _{ck} calcestruzzo	35	[N/mm ²]
Peso specifico calcestruzzo	25.00	[kN/mc]
Modulo elastico E	33800	[N/mm ²]
Tensione di snervamento acciaio	450	[N/mm ²]
Coeff. omogeneizzazione cls teso/compresso (n')	0.50	
Coeff. omogeneizzazione acciaio/cls (n)	15.00	
Coefficiente dilatazione termica	0.0000120	

Materiale acciaio da carpenteria per montante

f_{yk} (S275)	275	[N/mmq]
Peso specifico calcestruzzo	7.850	[Kg/dmc]
Modulo elastico E	210000	[N/mmq]
Coefficiente dilatazione termica	10^{-6}	°C

7 Dati di progetto barriera antirumore

7.1 progetto del montante

barriera acustica				
Mensola con carico distribuito				
Luce di calcolo	H	6	m	
Interasse montante	i	3	m	
MATERIALE				
		S275		
f_{yk}		2750	kg/cm ²	γ 1.05
f_{yd}		2619	kg/cm ²	
E		2100000	kg/cm ²	
CARATTERISTICHE PROFILO				
		IPE 320		
	b1	7.5	mm	
	h1	269	mm	
Momento di inerzia	Ix	11770	cm ⁴	
Modulo di resistenza	Wx;el	713	cm ³	
	$A_v = b1 \cdot h1$	20.18	cm ²	
ANALISI DEI CARICHI				
			SLE _{tare}	SLU
	γ_d/γ_Q	kg/m ²	kg/m	kg/m
Carico Vento q	1.5	171.06	513.2	769.8
VERIFICA A FLESSIONE (DM2008 par. 4.2.4.1.2)				
Momento flettente sollecitante	$M_{Ed} = q \cdot H^2 / 2$	13856	kgm	
Momento flettente resistente	$M_{Rd} = W \cdot f_{yd}$	18674	kgm	VERIFICATO
VERIFICA A TAGLIO (DM2018 par. 4.2.4.1.2)				
Taglio sollecitante	$V_{Ed} = q \cdot L$	4619	kg	
Taglio resistente	$V_{Rd} = A_v \cdot f_{yd} / 3^{0.5}$	30507	kg	VERIFICATO
VERIFICA DEFORMABILITA' (DM2018 par. 4.2.4.2.2)				
Freccia per effetto del solo variabile	$f = (q \cdot L^4) / (8 \cdot I_x \cdot E)$	3.36	cm	=> L/ 178
Freccia limite	H/ 150	4.00	cm	VERIFICATO

Stato Limite Ultimo (verifiche soddisfatte sia per il taglio che per la flessione))

Stato Limite di Esercizio (verifica di deformabilità per azioni orizzontali soddisfatta)

Alla luce delle precedenti verifiche il montante verrà realizzato con un profilato IPE 320, acciaio S275.

7.2 Verifiche geotecniche in fondazione

Caratteristiche geometriche Fondazione a "T rovescia"

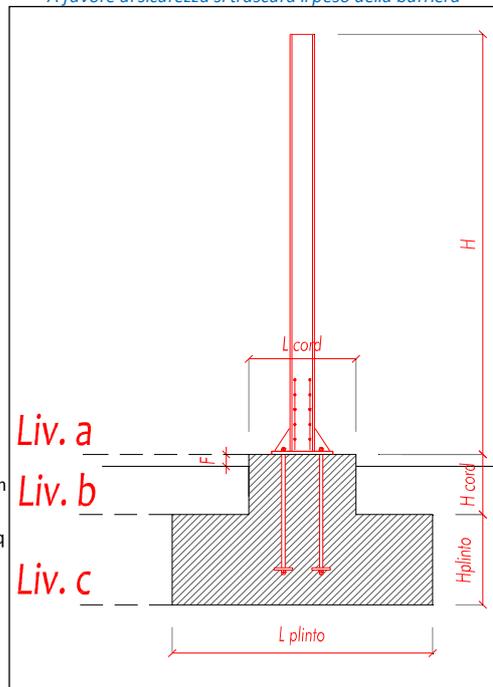
Peso terreno	0.0 kN/m ³	<i>A favore di sicurezza si trascura il peso del terreno</i>
peso barriera	0.0 kN/m	<i>A favore di sicurezza si trascura il peso della barriera</i>
H cordolo	0.9 m	
F sbordo da P.C.	0.5 m	
L cordolo	0.7 m	
H plinto	0.6 m	
Lunghezza trave di fondazione	3.0 m	
L plinto	2.8 m	

SOLLECITAZIONI SLU

M _{Ed(a)}	138.56 kNm
V _{Ed(a)}	46.19 kN
M _{Ed(b)}	180.13 kNm
M _{Ed(c)} Momento ribaltante	207.84 kNm
Ms stabilizzante EQU	209.56 kNm
γ EQU	0.99 ok

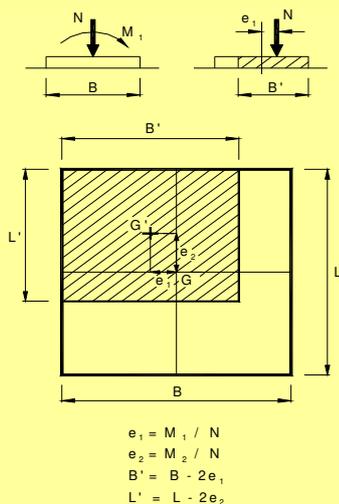
Tensioni sul terreno

N=	166.32 kN/m
M=	138.56 kNm/m
e=	0.83 m
Comb. Rara	0.65 kg/cm ²



La verifica di stato limite di equilibrio come corpo rigido (EQU) risulta essere soddisfatta pur non essendo stato considerato a favor di sicurezza il contributo stabilizzante dato dal peso proprio del terreno sopra la fondazione, ed il peso della barriera.

D. CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONI SUPERFICIALI



FONDAZIONE RETTANGOLARE

DATI DI INGRESSO

N	carico verticale	265	(kN)
M _B	momento flettente nel senso della larghezza	207.84	(kNm)
M _L	momento flettente nel senso della lunghezza	0	(kNm)
B	larghezza della fondazione	2.80	(m)
L	lunghezza della fondazione	3.00	(m)

RISULTATI

B'	larghezza della fondazione equivalente	1.23	(m)
L'	lunghezza della fondazione equivalente	3.00	(m)
q	pressione	72	(kPa)

DATI DI INGRESSO			
γ_w	peso di volume acqua	9.807	(kN/m ³)
γ_n	peso di volume naturale terreno	20.0	(kN/m ³)
γ_{sat}	peso di volume saturo del terreno	20.0	(kN/m ³)
ϕ'	angolo di attrito	25.0	(°)
c'	coesione drenata	0.0	(kPa)
B'	larghezza della fondazione equivalente	1.23	(m)
L'	lunghezza della fondazione equivalente	3.00	(m)
D	approfondimento della fondazione		
	<i>valore minimo tra sinistra e destra della fondazione</i>		
	<i>(è opportuno essere conservativi: vedi l'influenza sul termine "contributo del sovraccarico"; a tal fine si introduce il coefficiente "δ")</i>	2.00	(m)
δ	percentuale dell'approfondimento D adottata nel calcolo	85	(%)
h_w	profondità falda da p.c. ($h_w = z_w + D$)	20.00	(m)
α	inclinazione della fondazione		
	<i>(valore positivo: vedi foglio "figura")</i>	0.0	(°)
β	pendenza piano campagna		
	<i>(valore positivo: vedi foglio "figura")</i>	0.0	(°)
N	carico verticale	265	(kN)
H	carico orizzontale	46	(kN)
	<i>(N e H sono necessari per il calcolo dei fattori i. Se H non è noto, porre $H = 0.1 N$)</i>		
FS	coefficiente di sicurezza	2.30	(-)

fattori di capacità portante	N_c	20.72
	N_γ	10.88
	N_q	10.66
fattori di forma	s_c	1.21
	s_γ	0.84
	s_q	1.19
fattori di approfondimento	d_c	1.32
	d_γ	1.00
	d_q	1.29
fattori di inclinazione del carico	i_c	0.69
	i_γ	0.60
	i_q	0.72
fattori di inclinazione della fondazione	b_c	1.00
	b_γ	1.00
	b_q	1.00
fattori di inclinazione del piano campagna	g_c	1.00
	g_γ	1.00
	g_q	1.00

RISULTATI			
capacità portante limite:			
componente dovuta alla coesione		0	(kPa)
contributo delle forze di attrito		67	(kPa)
contributo del sovraccarico		403	(kPa)
	$Q_{lim} =$	470	kPa
	$Q_{amm} =$	223	kPa

Nella verifica di capacità portante il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi dal muro sul terreno di fondazione deve essere superiore a η_q .

Cioè, detto Q_u , il carico limite ed R la risultante verticale dei carichi in fondazione, deve essere:

$$\frac{Q_u}{R} \geq \eta_q$$

Terzaghi ha proposto la seguente espressione (formula Trinomia) per il calcolo della capacità portante di una fondazione superficiale.

$$q_u = cN_c s_c + qN_q + 0.5B\gamma N_\gamma s_\gamma$$

La simbologia adottata è la seguente:

- c coesione del terreno in fondazione;
- ϕ angolo di attrito del terreno in fondazione;
- γ peso di volume del terreno in fondazione;
- B larghezza della fondazione;
- D profondità del piano di posa;
- q pressione geostatica alla quota del piano di posa.

I fattori di capacità portante sono espressi dalle seguenti relazioni:

$$N_q = \left[\frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \right] e^{\pi \operatorname{tg}(\phi)}$$

$$N_c = (N_q - 1) \operatorname{ctg} \phi$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \operatorname{tg} \phi$$

I fattori di forma s_c e s_γ che compaiono nella espressione di q_u dipendono dalla forma della fondazione. In particolare valgono 1 per fondazioni nastriformi o rettangolari allungate e valgono rispettivamente 1.3 e 0.8 per fondazioni quadrate.

Il termine $K_{p\gamma}$ che compare nell'espressione di N_γ non ha un'espressione analitica. Pertanto si assume per N_γ l'espressione proposta da Meyerhof

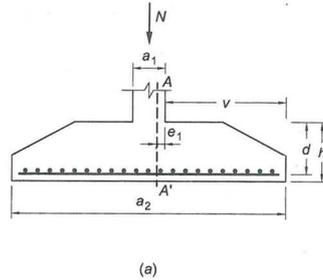
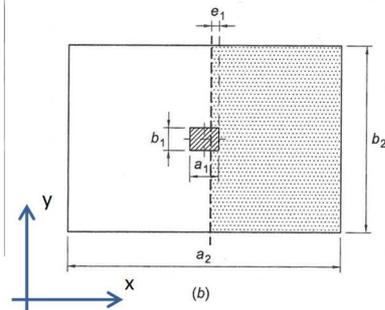
$$N_\gamma = (N_q - 1) \operatorname{tg}(1.4 * \phi)$$

Essendo la portanza ammissibile inferiore al carico limite unitario anche la verifica di capacità portante condotta con la formula di Brinch Hansen risulta essere soddisfatta.

7.3 Progetto del plinto di fondazione

DIMENSIONAMENTO ARMATURE PLINTO

Torrazza Sito di deposito - Cordolo di fondazione barriera



PLINTO RIGIDO - TIRO ARMATURE

$$T_d = \frac{N_{Ed} \cdot (a_2 - a_1)}{8} \cdot \frac{1}{0.85 \cdot d}$$

PLINTO FLESSIBILE - TIRO ARMATURE

$$T_d = \frac{1}{2} \cdot \frac{N_{Ed}}{a_2} \cdot \left[\frac{(a_2 - a_1)}{2} + e_1 \right]^2 \cdot \frac{1}{0.85 \cdot d}$$

MATERIALI

CALCESTRUZZO	f_{ck}	28 N/mm ²
ACCIAIO: FeB44k controllato in stabilimento	f_{yd}	391.3 N/mm ²

CARPENTERIA

PILASTRO	Dimensioni	a_1	0.7 m	b_1	3 m
PLINTO	Dimensioni	a_2	2.8 m	b_2	3 m
	Altezza plinto	h	0.6 m		
	Copriferro	c	50 mm		
	h utile	d	540 mm		
				dir. X	Plinto rigido
				dir. Y	Plinto rigido

SOLLECITAZIONI IN TESTA AL PLINTO

SFORZO NORMALE	N	216.216 kN		
MOMENTI FLETTENTI	M_x	207.84 kNm	e_x	0.961 m
AZIONI TAGLIANTI	T_x	46.19 kN		
	M_y	kNm	e_y	0.000 m
	T_y	kN		

ARMATURA

TIRO IN DIREZIONE X-X		124 kN		0 kN
ARMATURA MINIMA RICHIESTA	A_{x-x}	3.16 cm ²	A_{y-y}	0.00 cm ²
ARMATURA	Φ	16 mm	Φ	14 mm
	passo	150 mm	passo	300 mm
ARMATURA DI CALCOLO	A_{x-x}	40.2 cm ²	A_{y-y}	36.18 cm ²

In definitiva il plinto verrà armato in direzione x (lato 2.80m) con $\phi 16/150$, mentre nella direzione ortogonale con $\phi 14/300$.