

COMMITTENTE:



ALTA SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



a) INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA
LEGGE OBIETTIVO N. 443/01

TRATTA A.V. /A.C. TERZO VALICO DEI GIOVI
PROGETTO ESECUTIVO

CA22 – CANTIERE OPERATIVO PERNIGOTTI COP6

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE

GENERAL CONTRACTOR	DIRETTORE DEI LAVORI
Consorzio Cociv Ing. N. Meistero	

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
I G 5 1	0 1	E	C V	C L	C A 2 2 0 1	1 0 1	A

Progettazione :

Rev	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Progettista Integratore	Data	IL PROGETTISTA
A00	Prima emissione	COCIV	25/07/2019	COCIV	25/07/2019	A.Mancarella	25/07/2019	 Consorzio Collegamenti Integrati Veloci Dott. Ing. Aldo Mancarella Ordine Ingegneri Prov. TO n. 6271 R

n. Elab.:

File: IG51-01-E-CV-CL-CA22-01-101-A00.DOC

CUP: F81H92000000008

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 
	<p>IG51-01-E-CV-CL-CA22-01-101-A00.DOC Relazione di calcolo delle strutture</p> <p style="text-align: right;">Foglio 3 di 72</p>

Sommario

PREMESSA	5
FONDAZIONI EDIFICI A UN PIANO FUORI TERRA	6
1.1. ANALISI E VERIFICHE SVOLTE CON L'AUSILIO DI CODICI DI CALCOLO	6
1.2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	11
1.3. MATERIALI E COPRIFERRI PER STRUTTURE IN CA	14
1.4. DURABILITA'	15
1.5. CARATTERISTICHE MATERIALI UTILIZZATI	17
1.5.1. LEGENDA TABELLA DATI MATERIALI	17
1.6. MODELLAZIONE DELLE SEZIONI	23
1.6.1. LEGENDA TABELLA DATI SEZIONI	23
1.7. MODELLAZIONE STRUTTURA: NODI	25
1.7.1. LEGENDA TABELLA DATI NODI	25
1.7.2. TABELLA DATI NODI	25
1.8. MODELLAZIONE STRUTTURA: ELEMENTI TRAVE	26
1.8.1. TABELLA DATI TRAVI	26
1.9. MODELLAZIONE DELLE AZIONI	29
1.9.1. LEGENDA TABELLA DATI AZIONI	29
1.10. SCHEMATIZZAZIONE DEI CASI DI CARICO	31
1.10.1. LEGENDA TABELLA CASI DI CARICO	31
1.11. DEFINIZIONE DELLE COMBINAZIONI	32
1.11.1. LEGENDA TABELLA COMBINAZIONI DI CARICO	32
1.12. RISULTATI OPERE DI FONDAZIONE	35
1.12.1. LEGENDA RISULTATI OPERE DI FONDAZIONE	35
1.13. VERIFICHE ELEMENTI TRAVE C.A.	38
1.13.1. LEGENDA TABELLA VERIFICHE ELEMENTI TRAVE C.A.	38
2. FONDAZIONI IMPIANTO DI DEPURAZIONE ACQUE DI GALLERIA	41
2.1. RELAZIONE GENERALE SULL'INTERVENTO	41
2.2. RIFERIMENTI NORMATIVI	41
2.3. RELAZIONE GEOTECNICA	42
2.4. ANALISI DEI CARICHI	42
2.5. RELAZIONE DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI	42
2.6. RELAZIONE SUI MATERIALI	44
3. FONDAZIONI PLINTI TORRIFARO	45

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 
	<p>IG51-01-E-CV-CL-CA22-01-101-A00.DOC Relazione di calcolo delle strutture</p> <p style="text-align: right;">Foglio 4 di 72</p>

3.1.	NORMATIVE DI RIFERIMENTO :	45
3.2.	CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI SU TERRENI :	45
3.3.	VERIFICA A ROTTURA PER SCORRIMENTO DI FONDAZIONI SUPERFICIALI :	50
3.4.	DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI INDOTTE NEL TERRENO :	50
3.5.	SIMBOLOGIA ADOTTATA NEI TABULATI DI CALCOLO :	51
3.6.	TABULATI DI CALCOLO :	54
4.	BARRIERE ANTIRUMORE - FONDAZIONI E MONTANTI-RELAZIONE DI CALCOLO	56
4.1.	PREMESSA	56
4.2.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI E SOLLECITAZIONI AMMISSIBILI	56
4.3.	CARATTERISTICHE DEL TERRENO	57
4.4.	VERIFICA DELLA TRAVE DI FONDAZIONE	57
4.4.1.	Analisi dei carichi	57
4.4.2.	Verifiche sulla stabilità globale del plinto	58
4.4.3.	Verifiche di resistenza	60
4.5.	VERIFICHE STRUTTURALI MONTANTI	64
4.5.1.	Verifica di deformabilità e di resistenza	64
4.5.2.	Verifica delle saldature	65
4.6.	VERIFICHE STRUTTURALI TIRAFONDI E PIASTRE	66
4.6.1.	Verifica dei tirafondi	66
4.6.2.	Verifica piastre di base	69

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG51-01-E-CV-CL-CA22-01-101-A00.DOC Relazione di calcolo delle strutture
	Foglio 5 di 72

PREMESSA

La presente relazione è stata redatta sulla base dei tipologici dei prefabbricati previsti per l'attrezzatura del cantiere; conseguentemente sono state dimensionate le relative fondazioni nell'ottica di poter stimare l'importo dei lavori delle opere strutturali di fondazione.

E' evidente che in fase di progetto esecutivo i calcoli e le dimensioni delle fondazioni dovranno essere riverificati in funzione dei carichi delle strutture metalliche in elevazione fornite dagli effettivi fornitori delle baracche.

Tenuto conto che il Progetto Definitivo dell'Opera è stato approvato con Delibera CIPE 80/2006 per il calcolo delle strutture in c.a. è applicabile ancora la normativa antecedente alle N.T.C. 2008.

Si è quindi fatto riferimento in generale alla normativa di cui al D.M. 16.01.1996 per tutte le strutture di fondazione gettate in opera . In considerazione del fatto che gran parte delle ditte fornitrici delle strutture in elevazione si sono da tempo adeguate alla normativa N.T.C. 2008 e quindi forniranno a COCIV i calcoli secondo tale normativa, per le fondazioni delle baracche si è eseguito il dimensionamento con le N.T.C. 2008.

Si sottolinea ancora che i calcoli di dimensionamento sono riferiti a strutture in elevazione "tipologiche" e che le strutture di fondazione costruttive dovranno essere verificate sulla base degli effettivi carichi trasmessi dalla struttura in elevazione forniti a COCIV dalla ditta fornitrice dei prefabbricati che allo stato attuale non è ancora individuata.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG51-01-E-CV-CL-CA22-01-101-A00.DOC Relazione di calcolo delle strutture
	Foglio 6 di 72

FONDAZIONI EDIFICI A UN PIANO FUORI TERRA

1.1. ANALISI E VERIFICHE SVOLTE CON L'AUSILIO DI CODICI DI CALCOLO

La presente relazione di calcolo strutturale, in conformità al punto §10.1 del DM 14/01/08, è comprensiva di una descrizione generale dell'opera e dei criteri generali di analisi e verifica. Segue inoltre le indicazioni fornite al §10.2 del DM stesso per quanto concerne analisi e verifiche svolte con l'ausilio di codici di calcolo.

Di seguito si indicano l'origine e le caratteristiche dei codici di calcolo utilizzati riportando titolo, produttore e distributore, versione, estremi della licenza d'uso:

Origine e Caratteristiche dei Codici di Calcolo	
Titolo:	PRO_SAP PROfessional Structural Analysis Program
Versione:	PROFESSIONAL (build 2013-03-161)
Produttore-Distributore:	2S.I. Software e Servizi per l'Ingegneria s.r.l., Ferrara
Dati utente finale:	COCIV
Codice Utente:	
Codice Licenza:	Licenza dsi4450

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software **ha consentito di valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico**. La documentazione, fornita dal produttore e distributore del software, contiene una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, corredati dei file di input necessari a riprodurre l'elaborazione:

Affidabilità dei codici utilizzati
<p>2S.I. ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.</p> <p>E' possibile reperire la documentazione contenente alcuni dei più significativi casi trattati al seguente link: http://www.2si.it/Software/Affidabilità.htm</p>

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-01-E-CV-CL-CA22-01-101-A00.DOC Relazione di calcolo delle strutture
	Foglio 7 di 72

Nel prosieguo si indicano tipo di analisi strutturale condotta (statico,dinamico, lineare o non lineare) e il metodo adottato per la risoluzione del problema strutturale nonché le metodologie seguite per la verifica o per il progetto-verifica delle sezioni. Si riportano le combinazioni di carico adottate e, nel caso di calcoli non lineari, i percorsi di carico seguiti; le configurazioni studiate per la struttura in esame **sono risultate effettivamente esaustive per la progettazione-verifica.**

Tipo di analisi strutturale	
Statica lineare	SI
Statica non lineare	NO
Sismica statica lineare	NO
Sismica dinamica lineare	NO
Sismica statica non lineare (prop. masse)	NO
Sismica statica non lineare (prop. modo)	NO
Sismica statica non lineare (triangolare)	NO
Progetto-verifica degli elementi	
Progetto cemento armato	D.M. 09-01-1996
Progetto acciaio	D.M. 14-01-2008
Progetto legno	D.M. 14-01-2008
Progetto muratura	D.M. 14-01-2008
Azione sismica	
Norma applicata per l' azione sismica	D.M. 16-01-1996
Combinazioni dei casi di carico	
Tensioni ammissibili	SI
SLU	NO
SLV (SLU con sisma)	NO
SLC	NO
SLD	NO
SLO	NO
SLU terreno A1	NO
SLU terreno A2	NO
SLU terreno G	NO
Combinazione caratteristica (rara)	NO
Combinazione frequente	NO
Combinazione quasi permanente (SLE)	NO
SLA (accidentale quale incendio)	NO

La verifica della sicurezza degli elementi strutturali avviene con i metodi della scienza delle costruzioni. L'analisi strutturale è condotta con il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato tensodeformativo indotto da carichi statici. L'analisi strutturale è condotta con il

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-01-E-CV-CL-CA22-01-101-A00.DOC Relazione di calcolo delle strutture
	Foglio 8 di 72

metodo dell'analisi modale e dello spettro di risposta in termini di accelerazione per la valutazione dello stato tensodeformativo indotto da carichi dinamici (tra cui quelli di tipo sismico).

L'analisi strutturale viene effettuata con il metodo degli elementi finiti. Il metodo sopraindicato si basa sulla schematizzazione della struttura in elementi connessi solo in corrispondenza di un numero prefissato di punti denominati nodi. I nodi sono definiti dalle tre coordinate cartesiane in un sistema di riferimento globale. Le incognite del problema (nell'ambito del metodo degli spostamenti) sono le componenti di spostamento dei nodi riferite al sistema di riferimento globale (traslazioni secondo X, Y, Z, rotazioni attorno X, Y, Z). La soluzione del problema si ottiene con un sistema di equazioni algebriche lineari i cui termini noti sono costituiti dai carichi agenti sulla struttura opportunamente concentrati ai nodi:

$$\mathbf{K} * \mathbf{u} = \mathbf{F}$$

Dove:

K = matrice di rigidezza

u = vettore spostamenti nodali

F = vettore forze nodali

Dagli spostamenti ottenuti con la risoluzione del sistema vengono quindi dedotte le sollecitazioni e/o le tensioni di ogni elemento, riferite generalmente ad una terna locale all'elemento stesso.

Il sistema di riferimento utilizzato è costituito da una terna cartesiana destrorsa XYZ. Si assume l'asse Z verticale ed orientato verso l'alto.

Gli elementi utilizzati per la modellazione dello schema statico della struttura sono i seguenti:

- Elemento tipo **TRUSS** (biella-D2)
- Elemento tipo **BEAM** (trave-D2)
- Elemento tipo **MEMBRANE** (membrana-D3)
- Elemento tipo **PLATE** (piastra-guscio-D3)
- Elemento tipo **BOUNDARY** (molla)
- Elemento tipo **STIFFNESS** (matrice di rigidezza)
- Elemento tipo **BRICK** (elemento solido)
- Elemento tipo **SOLAIO** (macro elemento composto da più membrane)

Modello strutturale realizzato con:

nodi	8
elementi D2 (per aste, travi, pilastri...)	6
elementi D3 (per pareti, platee, gusci...)	0
elementi solaio	0
elementi solidi	0

Dimensione del modello strutturale [cm]:

X min =	0.00
Xmax =	200.00
Ymin =	0.00
Ymax =	720.00
Zmin =	0.00
Zmax =	0.00

Strutture verticali:

Elementi di tipo asta	NO
Pilastrì	NO
Pareti	NO
Setti (a comportamento membranale)	NO

Strutture non verticali:

Elementi di tipo asta	NO
Travi	NO
Gusci	NO
Membrane	NO

Orizzontamenti:

Solai con la proprietà piano rigido	NO
Solai senza la proprietà piano rigido	NO

Tipo di vincoli:

Nodi vincolati rigidamente	NO
Nodi vincolati elasticamente	NO
Nodi con isolatori sismici	NO
Fondazioni puntuali (plinti/plinti su palo)	NO
Fondazioni di tipo trave	SI
Fondazioni di tipo platea	NO
Fondazioni con elementi solidi	NO

Modalità di presentazione dei risultati.

***** VERIFICARE *****

La presente relazione, oltre a illustrare in modo esaustivo i dati in ingresso e i risultati delle analisi in forma tabellare, riporta una serie di immagini:

per i dati in ingresso:

- modello solido della struttura
- numerazione di nodi e ed elementi
- configurazioni di carico statiche
- configurazioni di carico sismiche con baricentri delle masse e eccentricità

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 
	<p>IG51-01-E-CV-CL-CA22-01-101-A00.DOC Relazione di calcolo delle strutture</p> <p>Foglio 10 di 72</p>

per le combinazioni più significative (statisticamente più gravose per la struttura)

- configurazioni deformate
- diagrammi e involucri delle azioni interne
- mappe delle tensioni
- reazioni vincolari
- mappe delle pressioni sul terreno

per il progetto-verifica degli elementi

- diagrammi di armatura
- percentuali di sfruttamento
- mappe delle verifiche più significative per i vari stati limite

Informazioni generali sull'elaborazione e giudizio motivato di accettabilità dei risultati.

Il programma prevede una serie di controlli automatici (check) che consentono l'individuazione di errori di modellazione. Al termine dell'analisi un controllo automatico identifica la presenza di spostamenti o rotazioni abnormi. Si può pertanto asserire che l'elaborazione sia corretta e completa. I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli che ne comprovano l'attendibilità. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali e adottati, anche in fase di primo proporzionamento della struttura. Inoltre, sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni. Si allega al termine della presente relazione elenco sintetico dei controlli svolti (verifiche di equilibrio tra reazioni vincolari e carichi applicati, comparazioni tra i risultati delle analisi e quelli di valutazioni semplificate, etc.) .

<p>GENERAL CONTRACTOR</p>  <p>CODIV Consorzio Collegamenti Integrati Veloci</p>	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p>  <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>
	<p>IG51-01-E-CV-CL-CA22-01-101-A00.DOC Relazione di calcolo delle strutture</p> <p>Foglio 11 di 72</p>

1.2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

1. D.Min. Infrastrutture Min. Interni e Prot. Civile 14 Gennaio 2008 e allegate "Norme tecniche per le costruzioni".
2. D.Min. Infrastrutture e trasporti 14 Settembre 2005 e allegate "Norme tecniche per le costruzioni".
3. D.M. LL.PP. 9 Gennaio 1996 "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche".
4. D.M. LL.PP. 16 Gennaio 1996 "Norme tecniche relative ai <<Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi>>".
5. D.M. LL.PP. 16 Gennaio 1996 "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche".
6. Circolare 4/07/96, n.156AA.GG./STC. istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche relative ai <<Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi>>" di cui al D.M. 16/01/96.
7. Circolare 10/04/97, n.65AA.GG. istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al D.M. 16/01/96.
8. D.M. LL.PP. 20 Novembre 1987 "Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento".
9. Circolare 4 Gennaio 1989 n. 30787 "Istruzioni in merito alle norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento".
10. D.M. LL.PP. 11 Marzo 1988 "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione".
11. D.M. LL.PP. 3 Dicembre 1987 "Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo delle costruzioni prefabbricate".
12. UNI 9502 - Procedimento analitico per valutare la resistenza al fuoco degli elementi costruttivi di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso - edizione maggio 2001
13. Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 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" e successive modificazioni e integrazioni.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-01-E-CV-CL-CA22-01-101-A00.DOC Relazione di calcolo delle strutture
	Foglio 12 di 72

14. UNI EN 1990:2006 13/04/2006 Eurocodice 0 - Criteri generali di progettazione strutturale.
15. UNI EN 1991-1-1:2004 01/08/2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-1: Azioni in generale - Pesì per unità di volume, pesì propri e sovraccarichi per gli edifici.
16. UNI EN 1991-2:2005 01/03/2005 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 2: Carichi da traffico sui ponti.
17. UNI EN 1991-1-3:2004 01/10/2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-3: Azioni in generale - Carichi da neve.
18. UNI EN 1991-1-4:2005 01/07/2005 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento.
19. UNI EN 1991-1-5:2004 01/10/2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-5: Azioni in generale - Azioni termiche.
20. UNI EN 1992-1-1:2005 24/11/2005 Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
21. UNI EN 1992-1-2:2005 01/04/2005 Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio.
22. UNI EN 1993-1-1:2005 01/08/2005 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
23. UNI EN 1993-1-8:2005 01/08/2005 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti.
24. UNI EN 1994-1-1:2005 01/03/2005 Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
25. UNI EN 1994-2:2006 12/01/2006 Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Parte 2: Regole generali e regole per i ponti.
26. UNI EN 1995-1-1:2005 01/02/2005 Eurocodice 5 - Progettazione delle strutture di legno - Parte 1-1: Regole generali – Regole comuni e regole per gli edifici.
27. UNI EN 1995-2:2005 01/01/2005 Eurocodice 5 - Progettazione delle strutture di legno - Parte 2: Ponti.
28. UNI EN 1996-1-1:2006 26/01/2006 Eurocodice 6 - Progettazione delle strutture di muratura - Parte 1-1: Regole generali per strutture di muratura armata e non armata.
29. UNI EN 1996-3:2006 09/03/2006 Eurocodice 6 - Progettazione delle strutture di muratura - Parte 3: Metodi di calcolo semplificato per strutture di muratura non armata.
30. UNI EN 1997-1:2005 01/02/2005 Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica - Parte 1:

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 
	<p>IG51-01-E-CV-CL-CA22-01-101-A00.DOC Relazione di calcolo delle strutture</p> <p>Foglio 13 di 72</p>

Regole generali.

31. UNI EN 1998-1:2005 01/03/2005 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici.

32. UNI EN 1998-3:2005 01/08/2005 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 3: Valutazione e adeguamento degli edifici.

UNI EN 1998-5:2005 01/01/2005 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

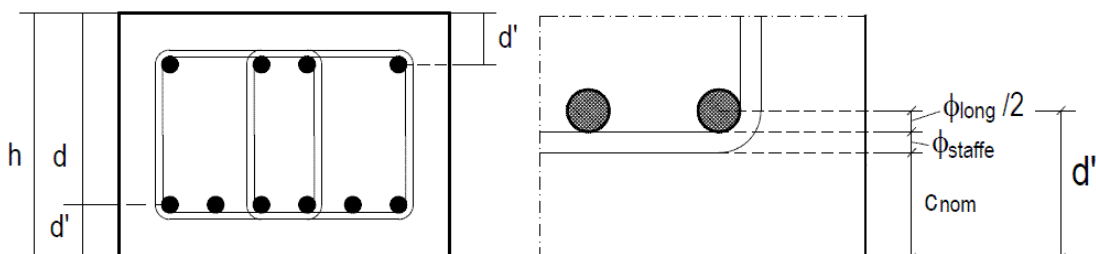
NOTA sul capitolo "normativa di riferimento": riporta l'elenco delle normative implementate nel software. Le norme utilizzate per la struttura oggetto della presente relazione sono indicate nel precedente capitolo "RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE" "ANALISI E VERIFICHE SVOLTE CON L'AUSILIO DI CODICI DI CALCOLO". Laddove nei capitoli successivi vengano richiamate norme antecedenti al DM 14.01.08 è dovuto o a progettazione simulata di edificio esistente o ad applicazione del punto 2.7 del DM 14.01.08

1.3. MATERIALI E COPRIFERRI PER STRUTTURE IN CA

Classe di esposizione ambientale	Copriferro $c_{min,dur}$ [mm]							
	15	25	30	35	40	45	50	55
XC1	C25/30, 0.60, 300							
XC2	C25/30, 0.60, 300							
XC3	C28/35, 0.55, 320							
XC4	C32/40, 0.50, 340							
XD1	C28/35, 0.55, 320							
XD2	C35/45, 0.45, 360							
XD3	C35/45, 0.45, 360							
XS1	C28/35, 0.55, 320							
XS2	C35/45, 0.45, 360							
XS3	C35/45, 0.45, 360							
XF1	C28/35, 0.50, 320							
XF2 – XF3	C25/30, 0.50, 340							
XF4	C28/35, 0.45, 360							
XA1	C28/35, 0.55, 320							
XA2	C32/40, 0.50, 340							
XA3	C35/45, 0.45, 360							

$$c_{nom} = \max(c_{min,b}, c_{min,dur}) + 10 \text{ (mm)} \geq 20 \text{ mm}$$

$c_{min,b} = \phi \sqrt{n_b}$ n_b numero di barre di un eventuale gruppo di barre; per barra singola $n_b = 1$.

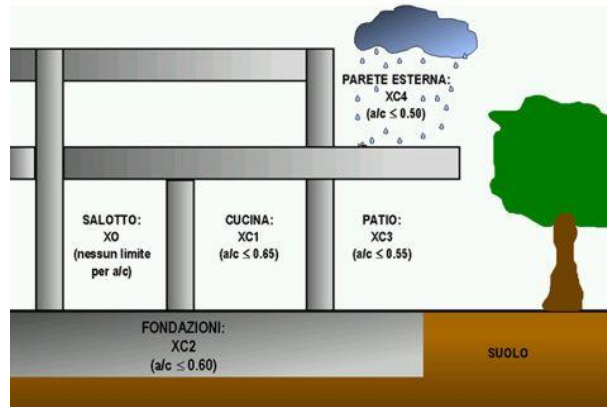


Altezze d e d'

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-01-E-CV-CL-CA22-01-101-A00.DOC Relazione di calcolo delle strutture
	Foglio 15 di 72

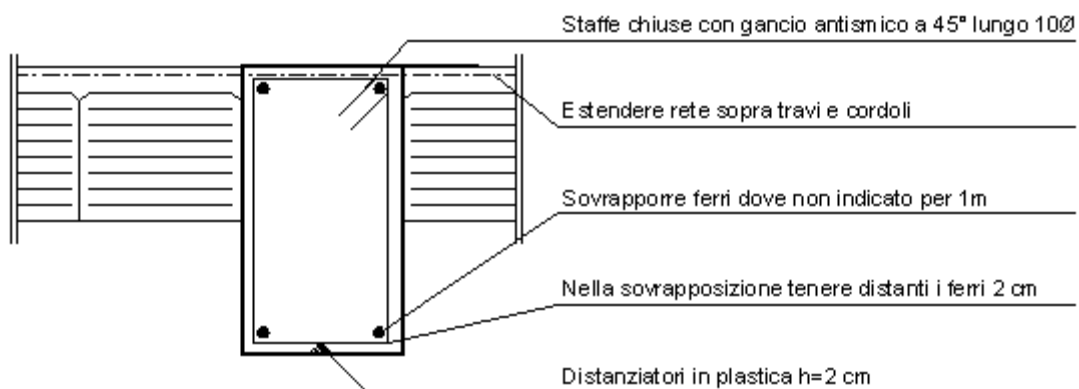
1.4. DURABILITA'

1 Nessun rischio di corrosione o di attacco		
X0	Calcestruzzo privo di armatura o inserti metallici: tutte le esposizioni eccetto dove c'è gelo/disgelo, abrasione o attacco chimico. Calcestruzzo con armatura o inserti metallici molto asciutto.	Calcestruzzo all'interno di edifici con umidità dell'aria molto bassa.
2 Corrosione indotta da carbonatazione		
XC1	Asciutto o permanentemente bagnato	Calcestruzzo all'interno di edifici con bassa umidità relativa. Calcestruzzo costantemente immerso in acqua
XC2	Bagnato, raramente asciutto	Superfici di calcestruzzo a contatto con acqua per lungo tempo. Molte fondazioni
XC3	Umidità moderata	Calcestruzzo all'interno di edifici con umidità dell'aria moderata oppure elevata. Calcestruzzo esposto all'esterno protetto dalla pioggia
XC4	Ciclicamente bagnato e asciutto	Superfici di calcestruzzo soggette al contatto con acqua, non nella classe di esposizione XC2
3 Corrosione indotta da cloruri		
XD1	Umidità moderata	Superfici di calcestruzzo esposte a nebbia salina
XD2	Bagnato, raramente asciutto	Piscine. Calcestruzzo esposto ad acque industriali contenenti cloruri
XD3	Ciclicamente bagnato ed asciutto	Parti di ponti esposte a spruzzi contenenti cloruri Pavimentazioni stradali e di parcheggi
4 Corrosione indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare		
XS1	Esposto a nebbia salina ma non in contatto diretto con acqua di mare	Strutture prossime oppure sulla costa
XS2	Permanentemente sommerso	Parti di strutture marine
XS3	Zone esposte alle onde, agli spruzzi oppure alle maree	Parti di strutture marine
5 Attacco di cicli gelo/disgelo		
XF1	Moderata saturazione d'acqua, senza impiego di agente antigelo	Superfici verticali di calcestruzzo esposte alla pioggia e al gelo
XF2	Moderata saturazione d'acqua, con uso di agente antigelo	Superfici verticali di calcestruzzo di strutture stradali esposte al gelo e nebbia di agenti antigelo
XF3	Elevata saturazione d'acqua, senza antigelo	Superfici orizzontali di calcestruzzo esposte alla pioggia e al gelo
XF4	Elevata saturazione d'acqua, con antigelo oppure acqua di mare	Strade e impalcati da ponte esposti agli agenti antigelo Superfici di calcestruzzo esposte direttamente a nebbia contenente agenti antigelo e al gelo
6. Attacco chimico		
XA1	Ambiente chimico debolmente aggressivo	Suoli naturali ed acqua del terreno
XA2	Ambiente chimico moderatamente aggressivo	Suoli naturali ed acqua del terreno
XA3	Ambiente chimico fortemente aggressivo	Suoli naturali ed acqua del terreno



Prescrizioni esecutive

Travi e solai



N.B.: Ogni variante che si renda necessaria, da esigenze di cantiere, deve essere prima autorizzata dalla Direzione Lavori

- Sovrapporre i ferri nelle riprese per almeno 60 diametri ;
- Impiegare distanziatori in plastica o pasta di cemento per garantire un copriferro (misurato dall'esterno ferro e non dal baricentro ferro) di almeno cm 2,5 per le travi e cm 3 per i pilastri (a meno di prescrizioni superiori per esigenze di REI) ;
- Estendere la rete nella soletta dei solai fino all'esterno cordolo o travi ;
- Sovrapporre le reti di cui sopra per almeno cm 20 ;
- Ancorare i ferri aggiuntivi superiori dei solai all'esterno delle travi di bordo, curando di tenere il baricentro a circa 2.5 cm dal filo superiore del getto della caldana del solaio ;
- Nella giunzione per sovrapposizione dei ferri, non legare i due ferri fra loro, ma tenerli distanziati di almeno cm 2 (interferro).

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-01-E-CV-CL-CA22-01-101-A00.DOC Relazione di calcolo delle strutture
	Foglio 17 di 72

1.5. CARATTERISTICHE MATERIALI UTILIZZATI

1.5.1. LEGENDA TABELLA DATI MATERIALI

Il programma consente l'uso di materiali diversi. Sono previsti i seguenti tipi di materiale:

1	materiale tipo cemento armato
2	materiale tipo acciaio
3	materiale tipo muratura
4	materiale tipo legno
5	materiale tipo generico

I materiali utilizzati nella modellazione sono individuati da una sigla identificativa ed un codice numerico (gli elementi strutturali richiamano quest'ultimo nella propria descrizione). Per ogni materiale vengono riportati in tabella i seguenti dati:

<i>Youn</i>	modulo di elasticità normale
<i>g</i>	
<i>Poiss</i>	coefficiente di contrazione trasversale
<i>on</i>	
<i>G</i>	modulo di elasticità tangenziale
<i>Gam</i>	peso specifico
<i>ma</i>	
<i>Alfa</i>	coefficiente di dilatazione termica

I dati soprariportati vengono utilizzati per la modellazione dello schema statico e per la determinazione dei carichi inerziali e termici. In relazione al tipo di materiale vengono riportati inoltre:

1	cemento armato	Rck Fctm	resistenza caratteristica cubica resistenza media a trazione semplice
2	acciaio	Ft Fy Fd Fdt Sadm Sadmt	tensione di rottura a trazione tensione di snervamento resistenza di calcolo resistenza di calcolo per spess. t>40 mm tensione ammissibile tensione ammissibile per spess. t>40 mm
3	muratura	Resist. Fk Resist. Fvko	resistenza caratteristica a compressione resistenza caratteristica a taglio
4	legno	Resist. fc0k Resist. ft0k Resist. fmk Resist. fvk Modulo E0,05 Lamellare	Resistenza caratteristica (tensione amm. per REGLES) per compressione Resistenza caratteristica (tensione amm. per REGLES) per trazione Resistenza caratteristica (tensione amm. per REGLES) per flessione Resistenza caratteristica (tensione amm. per REGLES) per taglio Modulo elastico parallelo caratteristico lamellare o massiccio

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-01-E-CV-CL-CA22-01-101-A00.DOC Relazione di calcolo delle strutture
	Foglio 18 di 72

Con riferimento al **Documento di Affidabilità** “*Test di validazione del software di calcolo PRO_SAP e dei moduli aggiuntivi PRO_SAP Modulo Geotecnico, PRO_CAD nodi acciaio e PRO_MST*” - versione Maggio 2011, disponibile per il download sul sito **www.2si.it**, si segnalano i seguenti esempi applicativi:

Modellazione di strutture in c.a.

Test N°	Titolo
41	GERARCHIA DELLE RESISTENZE PER TRAVI IN C.A.
42	GERARCHIA DELLE RESISTENZE PER PILASTRI IN C.A.
43	VERIFICA ALLE TA DI STRUTTURE IN C.A.
44	VERIFICA AGLI SLU DI STRUTTURE IN C.A.
45	VERIFICA A PUNZONAMENTO ALLO SLU DI PIASTRE IN C.A.
46	VERIFICA A PUNZONAMENTO ALLO SLU DI TRAVI IN C.A.
47	PROGETTAZIONE A TAGLIO DI STRUTTURE IN C.A. SECONDO IL D.M. 9/1/96
48	PROGETTAZIONE A TAGLIO DI STRUTTURE IN C.A. SECONDO IL D.M. 14/1/2008
49	VERIFICA ALLO SLE (TENSIONI E FESSURAZIONE) DI STRUTTURE IN C.A.
50	VERIFICA ALLO SLE (DEFORMAZIONE) DI STRUTTURE IN C.A.
51	FATTORE DI STRUTTURA
52	SOVRARESISTENZE
53	DETTAGLI COSTRUTTIVI C.A.: LIMITI D'ARMATURA PILASTRI E NODI TRAVE-PILASTRO
54	PARETI IN C.A. SNELLE IN ZONA SISMICA
80	ANALISI PUSHOVER DI UN EDIFICIO IN C.A.
120	PROGETTO E VERIFICA DI TRAVI PREM

Modellazione di strutture in acciaio

Test N°	Titolo
55	VERIFICA DI STABILITA' DI ASTE COMPRESSE IN ACCIAIO – METODO OMEGA
56	LUCE LIBERA DI TRAVI E ASTE IN ACCIAIO
57	LUCE LIBERA DI COLONNE IN ACCIAIO
58	SVERGOLAMENTO DI TRAVI IN ACCIAIO
59	FATTORE DI STRUTTURA
60	ACCIAIO D.M.2008
61	ACCIAIO EC3
62	GERARCHIA RESISTENZE STRUTTURE IN ACCIAIO
63	STABILITA' DI ASTE COMPOSTE IN ACCIAIO
73	COLLEGAMENTI IN ACCIAIO: NODO TRAVE COLONNA FLANGIATO CON PRESENZA IRRIGIDIMENTI TRASVERSALI
74	COLLEGAMENTI IN ACCIAIO: NODO TRAVE COLONNA FLANGIATO CON PRESENZA DI UN PIATTO DI RINFORZO SALDATO ALL'ANIMA DELLA COLONNA

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-01-E-CV-CL-CA22-01-101-A00.DOC Relazione di calcolo delle strutture
	Foglio 19 di 72

75	COLLEGAMENTI IN ACCIAIO: NODO TRAVE COLONNA FLANGIATO CON PRESENZA DI DUE PIATTI DI RINFORZO SALDATI ALL'ANIMA DELLA COLONNA
76	COLLEGAMENTI IN ACCIAIO: NODO TRAVE COLONNA FLANGIATO A DUE VIE SU ALI COLONNA
77	COLLEGAMENTI IN ACCIAIO: NODO TRAVE COLONNA FLANGIATO A UNA VIA CON DUE COMBINAZIONI DI CARICO
78	COLLEGAMENTI IN ACCIAIO: NODO TRAVE COLONNA FLANGIATO SU ANIMA SENZA RINFORZI A QUATTRO FILE DI BULLONI DI CUI UNA SU PIASTRA INFERIORE E UNA SU PIASTRA SUPERIORE
79	VERIFICA DELLA PIASTRA NODO TRAVE COLONNA
85	TELAIO ACCIAIO: CONTROVENTI CONCENTRICI

Modellazione di strutture in muratura

Test N°	Titolo
81	ANALISI PUSHOVER DI UNA STRUTTURA IN MURATURA
84	ANALISI ELASTO PLASTICA INCREMENTALE, PARETE IN MURATURA
86	VERIFICA NON SISMICA DELLE MURATURE (D.M. 87 TA)
87	VERIFICA NON SISMICA DELLE MURATURE (D.M. 2005 SL)
88	FATTORE DI STRUTTURA

Modellazione di strutture in legno

Test N°	Titolo
17	SOLAIO: MISTO LEGNO-CALCESTRUZZO
89	VERIFICA ALLO SLU DI STRUTTURE IN LEGNO SECONDO EC5
90	VERIFICA ALLO SLE DI STRUTTURE IN LEGNO SECONDO EC5
91	FATTORE DI STRUTTURA
92	VERIFICHE EC5
93	SNELLEZZE EC5
94	VERIFICA AL FUOCO DI STRUTTURE IN LEGNO SECONDO EC5
117	PROGETTO E VERIFICA DI GUSCI IN MATERIALE XLAM
118	PROGETTO E VERIFICA DI PARETI IN MATERIALE XLAM E RELATIVI COLLEGAMENTI
119	PROGETTO E VERIFICA DI SOLAI IN MATERIALE XLAM

Id	Typo / Note		Young	Poisson	G	Gamma	Alfa
		daN/cm2	daN/cm2		daN/cm2	daN/cm3	
1	Calcestruzzo Classe C25/30		3.145e+05	0.12	1.404e+05	2.50e-03	1.00e-05
	Rck	300.0					
	fctm	25.6					

Pareti c.a.	1/7/..	2/8/..	3/9/..	4/10/..	5/11/..	6/12/..
Generalità						
Progetto armatura	Composto con parete sismica					
Armatura						
Inclinazione Av [gradi]	90.00					
Angolo Av-Ao [gradi]	90.00					
Minima tesa	0.25					
Massima tesa	4.00					
Maglia unica centrale	No					
Copriferro [cm]	2.00					
Maglia V						
diametro	10					
passo	25					
diametro aggiuntivi	12					
Maglia O						
diametro	8					
passo	25					
diametro aggiuntivi	8					
Stati limite ultimi						
Tensione fyk [daN/cm2]	4500.00					
Tipo acciaio	tipo C					
Coefficiente gamma s	1.15					
Coefficiente gamma c	1.50					
Verifiche con N costante	Si					
Tensioni ammissibili						
Tensione amm. cls [daN/cm2]	97.50					
Tensione amm. acciaio [daN/cm2]	2600.00					
Rapporto omogeneizzazione N	15.00					
Massimo rapporto area compressa/tesa	1.00					
Parete sismica						
Fattore amplificazione taglio V	1.50					
Hcrit. par. 7.4.4.5.1 [cm]	0.0					
Hcrit. par. 7.4.6.1.4 [cm]	0.0					
Usa diagramma di fig. 7.4.2	No					
Verifica come fascia	No					
Zona confinata						
Minima tesa	1.00					
Massima tesa	4.00					
Distanza barre [cm]	2.00					
Interferro	2					
Armatura inclinata						
Area barre [cm2]	0.0					
Angolo orizzontale [gradi]	0.0					
Distanza di base [cm]	0.0					
Resistenza al fuoco						
3- intradosso	No					
3+ estradosso	No					
Tempo di esposizione R	15					

Gusci c.a.	1/7/..	2/8/..	3/9/..	4/10/..	5/11/..	6/12/..
Armatura						
Inclinazione Ax [gradi]	0.0					
Angolo Ax-Ay [gradi]	90.00					
Minima tesa	0.31					
Massima tesa	0.78					
Maglia unica centrale	No					
Copriferro [cm]	2.00					
Maglia x						
diámetro	10					
passo	20					
diámetro aggiuntivi	12					
Maglia y						
diámetro	10					
passo	20					
diámetro aggiuntivi	12					
Stati limite ultimi						
Tensione fyk [daN/cm ²]	4500.00					
Tipo acciaio	tipo C					
Coefficiente gamma s	1.15					
Coefficiente gamma c	1.50					
Verifiche con N costante	Si					
Applica SLU da DIN	No					
Tensioni ammissibili						
Tensione amm. cls [daN/cm ²]	97.50					
Tensione amm. acciaio [daN/cm ²]	2600.00					
Rapporto omogeneizzazione N	15.00					
Massimo rapporto area compressa/tesa	1.00					
Resistenza al fuoco						
3- intradosso	No					
3+ estradosso	No					
Tempo di esposizione R	15					

Travi c.a.	1/7/..	2/8/..	3/9/..	4/10/..	5/11/..	6/12/..
Generalità						
Progetta a filo	No					
Af inf: da traliccio	Si					
Af inf: da q*L*L /	0.0					
Armatura						
Minima tesa	0.31					
Minima compressa	0.31					
Massima tesa	0.78					
Da sezione	Si					
Usa armatura teorica	No					
Diámetro barre per correnti reggistaffa SUP.	16					
Diámetro barre per aggiuntivi/spezioni SUP.	16					
Diámetro barre per correnti reggistaffa INF.	16					
Diámetro barre per aggiuntivi/spezioni INF.	16					
Diámetro barre per armatura di parete	16					
Stati limite ultimi						
Tensione fyk [daN/cm ²]	4500.00					
Tipo acciaio	tipo C					
Coefficiente gamma s	1.15					
Coefficiente gamma c	1.50					
Verifiche con N costante	Si					
Af sl: trasla per V	Si					
Fattore di redistribuzione	0.0					
Modello per il confinamento						
Relazione tensio-deformativa	Mander					
Incrudimento acciaio	5.000e-03					
Fattore lambda	1.00					
epsilon max,s	4.000e-02					
epsilon cu2	4.500e-03					
epsilon c2	0.0					

Travi c.a.	1/7/..	2/8/..	3/9/..	4/10/..	5/11/..	6/12/..
epsilon cy	0.0					
Tensioni ammissibili						
Tensione amm. cls [daN/cm ²]	97.50					
Tensione amm. acciaio [daN/cm ²]	2600.00					
Rapporto omogeneizzazione N	15.00					
Massimo rapporto area compressa/tesa	1.00					
Staffe						
Diametro staffe	0.0					
Passo minimo [cm]	5.00					
Passo massimo [cm]	30.00					
Passo raffittito [cm]	15.00					
Lunghezza zona raffittita [cm]	50.00					
Percentuale sagomati	0.0					
Luce di taglio per GR [cm]	1.00					
Adotta scorrimento medio	No					
Torsione non essenziale inclusa	Si					

Pilastrì c.a.	1/7/..	2/8/..	3/9/..	4/10/..	5/11/..	6/12/..
Generalità						
Progetto armatura	Privilegia lati					
Progetta a filo	No					
Effetti del 2 ordine	Si					
Beta per 2-2	1.00					
Beta per 3-3	1.00					
Armatura						
Massima tesa	4.00					
Minima tesa	1.00					
Stati limite ultimi						
Tensione fyk [daN/cm ²]	4500.00					
Tipo acciaio	tipo C					
Coefficiente gamma s	1.15					
Coefficiente gamma c	1.50					
Verifiche con N costante	Si					
Modello per il confinamento						
Relazione tensio-deformativa	Mander					
Incrudimento acciaio	5.000e-03					
Fattore lambda	1.00					
epsilon max,s	4.000e-02					
epsilon cu2	4.500e-03					
epsilon c2	0.0					
epsilon cy	0.0					
Tensioni ammissibili						
Tensione amm. cls [daN/cm ²]	110.00					
Tensione amm. acciaio [daN/cm ²]	2600.00					
Rapporto omogeneizzazione N	15.00					
Staffe						
Diametro staffe	0.0					
Passo minimo [cm]	5.00					
Passo massimo [cm]	25.00					
Passo raffittito [cm]	15.00					
Lunghezza zona raffittita [cm]	45.00					
Luce di taglio per GR [cm]	1.00					
Massimizza gerarchia	No					

1.6. MODELLAZIONE DELLE SEZIONI

1.6.1. LEGENDA TABELLA DATI SEZIONI


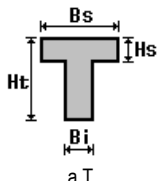
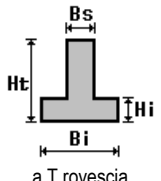
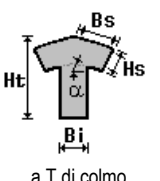
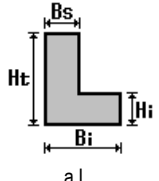
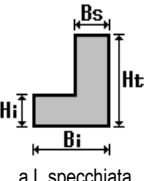
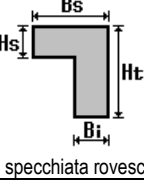
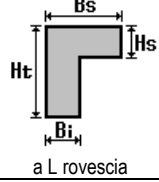
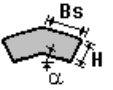
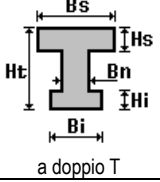
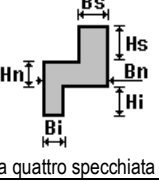
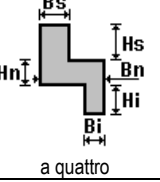
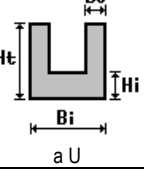
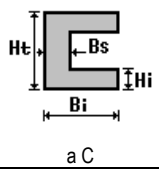
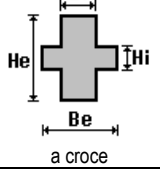
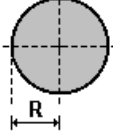
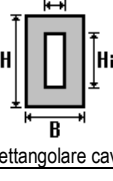
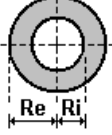
Il programma consente l'uso di sezioni diverse. Sono previsti i seguenti tipi di sezione:

- 1 sezione di tipo generico
- 2 profilati semplici
- 3 profilati accoppiati e speciali

Le sezioni utilizzate nella modellazione sono individuate da una sigla identificativa ed un codice numerico (gli elementi strutturali richiamano quest'ultimo nella propria descrizione). Per ogni sezione vengono riportati in tabella i seguenti dati:

Area	area della sezione
A V2	area della sezione/fattore di taglio (per il taglio in direzione 2)
A V3	area della sezione/fattore di taglio (per il taglio in direzione 3)
Jt	fattore torsionale di rigidezza
J2-2	momento d'inerzia della sezione riferito all'asse 2
J3-3	momento d'inerzia della sezione riferito all'asse 3
W2-2	modulo di resistenza della sezione riferito all'asse 2
W3-3	modulo di resistenza della sezione riferito all'asse 3
Wp2-2	modulo di resistenza plastico della sezione riferito all'asse 2
Wp3-3	modulo di resistenza plastico della sezione riferito all'asse 3

I dati soprariportati vengono utilizzati per la determinazione dei carichi inerziali e per la definizione delle rigidezze degli elementi strutturali; qualora il valore di Area V2 (e/o Area V3) sia nullo la deformabilità per taglio V2 (e/o V3) è trascurata. La valutazione delle caratteristiche inerziali delle sezioni è condotta nel riferimento 2-3 dell'elemento.

 rettangolare	 a T	 a T rovescia	 a T di colmo	 a L	 a L specchiata
 a L specchiata rovescia	 a L rovescia	 a L di colmo	 a doppio T	 a quattro specchiata	 a quattro
 a U	 a C	 a croce	 circolare	 rettangolare cava	 circolare cava

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-01-E-CV-CL-CA22-01-101-A00.DOC Relazione di calcolo delle strutture
	Foglio 24 di 72

Per quanto concerne i profilati semplici ed accoppiati l'asse 2 del riferimento coincide con l'asse x riportato nei più diffusi profilati.

Per quanto concerne le sezioni di tipo generico (tipo 1.):
 i valori dimensionali con prefisso B sono riferiti all'asse 2
 i valori dimensionali con prefisso H sono riferiti all'asse 3

Con riferimento al **Documento di Affidabilità** "Test di validazione del software di calcolo PRO_SAP e dei moduli aggiuntivi PRO_SAP Modulo Geotecnico, PRO_CAD nodi acciaio e PRO_MST" - versione Maggio 2011, disponibile per il download sul sito www.2si.it, si segnalano i seguenti esempi applicativi:

Test N°	Titolo
1	CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E INERZIALI
44	VERIFICA AGLI SLU DI STRUTTURE IN C.A.
47	PROGETTAZIONE A TAGLIO DI STRUTTURE IN C.A. SECONDO IL D.M. 9/1/96
48	PROGETTAZIONE A TAGLIO DI STRUTTURE IN C.A. SECONDO IL D.M. 14/1/2008
49	VERIFICA ALLO SLE (TENSIONI E FESSURAZIONE) DI STRUTTURE IN C.A.
50	VERIFICA ALLO SLE (DEFORMAZIONE) DI STRUTTURE IN C.A.
95	ANALISI DI RESISTENZA AL FUOCO

Id	Tipo	Area	A V2	A V3	Jt	J 2-2	J 3-3	W 2-2	W 3-3	Wp 2-2	Wp 3-3
1	Rettangolare: b=55.00 h=35.00	1925.00	1604.17	1604.17	4.709e+05	4.853e+05	1.965e+05	1.765e+04	1.123e+04	2.647e+04	1.684e+04

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-01-E-CV-CL-CA22-01-101-A00.DOC Relazione di calcolo delle strutture
	Foglio 25 di 72

1.7. MODELLAZIONE STRUTTURA: NODI

1.7.1. LEGENDA TABELLA DATI NODI

Il programma utilizza per la modellazione nodi strutturali.

Ogni nodo è individuato dalle coordinate cartesiane nel sistema di riferimento globale (X Y Z). Ad ogni nodo è eventualmente associato un codice di vincolamento rigido, un codice di fondazione speciale, ed un set di sei molle (tre per le traslazioni, tre per le rotazioni). Le tabelle sottoriportate riflettono le succitate possibilità. In particolare per ogni nodo viene indicato in tabella:

Nodo	numero del nodo.
X	valore della coordinata X
Y	valore della coordinata Y
Z	valore della coordinata Z

Per i nodi ai quali sia associato un codice di vincolamento rigido, un codice di fondazione speciale o un set di molle viene indicato in tabella:

Nodo	numero del nodo.
X	valore della coordinata X
Y	valore della coordinata Y
Z	valore della coordinata Z
Note	eventuale codice di vincolo (es. v=110010 sei valori relativi ai sei gradi di libertà previsti per il nodo TxTyTzRxRyRz, il valore 1 indica che lo spostamento o rotazione relativo è impedito, il valore 0 indica che lo spostamento o rotazione relativo è libero).
Note	(FS = 1, 2,...) eventuale codice del tipo di fondazione speciale (1, 2,... fanno riferimento alle tipologie: plinto, palo, plinto su pali,...) che è collegato al nodo. (ISO = "id SIGLA") indice e sigla identificativa dell' eventuale isolatore sismico assegnato al nodo
Rig. TX	valore della rigidità dei vincoli elastici eventualmente applicati al nodo, nello specifico TX (idem per TY, TZ, RX, RY, RZ).

Per strutture sismicamente isolate viene inoltre inserita la tabella delle caratteristiche per gli isolatori utilizzati; le caratteristiche sono indicate in conformità al cap. 7.10 del D.M. 14/01/08

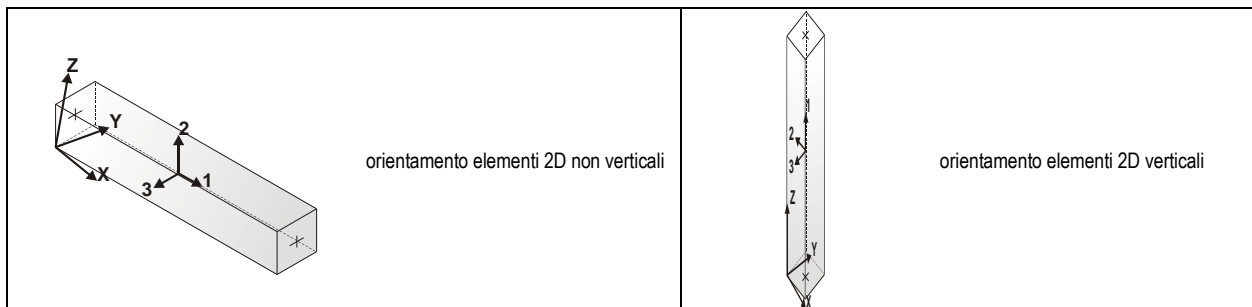
1.7.2. TABELLA DATI NODI

Nodo	X	Y	Z	Nodo	X	Y	Z	Nodo	X	Y	Z
	cm	cm	cm		cm	cm	cm		cm	cm	cm
1	0.0	0.0	0.0	2	0.0	240.0	0.0	3	0.0	480.0	0.0
4	0.0	720.0	0.0	5	200.0	0.0	0.0	6	200.0	240.0	0.0
7	200.0	480.0	0.0	8	200.0	580.0	0.0				

1.8. MODELLAZIONE STRUTTURA: ELEMENTI TRAVE

1.8.1. TABELLA DATI TRAVI

Il programma utilizza per la modellazione elementi a due nodi denominati in generale travi. Ogni elemento trave è individuato dal nodo iniziale e dal nodo finale. Ogni elemento è caratterizzato da un insieme di proprietà riportate in tabella che ne completano la modellazione.



In particolare per ogni elemento viene indicato in tabella:

Elem.	numero dell'elemento
Note	codice di comportamento: trave, trave di fondazione, pilastro, asta, asta tesa, asta compressa
Nodo I (J)	numero del nodo iniziale (finale)
Mat.	codice del materiale assegnato all'elemento
Sez.	codice della sezione assegnata all'elemento
Rotaz.	valore della rotazione dell'elemento, attorno al proprio asse, nel caso in cui l'orientamento di default non sia adottabile; l'orientamento di default prevede per gli elementi non verticali l'asse 2 contenuto nel piano verticale e l'asse 3 orizzontale, per gli elementi verticali l'asse 2 diretto secondo X negativo e l'asse 3 diretto secondo Y negativo
Svincolo I (J)	codici di svincolo per le azioni interne; i primi sei codici si riferiscono al nodo iniziale, i restanti sei al nodo finale (il valore 1 indica che la relativa azione interna non è attiva)
Wink V	costante di sottofondo (coefficiente di Winkler) per la modellazione della trave su suolo elastico
Wink O	costante di sottofondo (coefficiente di Winkler) per la modellazione del suolo elastico orizzontale

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-01-E-CV-CL-CA22-01-101-A00.DOC Relazione di calcolo delle strutture
	Foglio 27 di 72

Con riferimento al **Documento di Affidabilità** “*Test di validazione del software di calcolo PRO_SAP e dei moduli aggiuntivi PRO_SAP Modulo Geotecnico, PRO_CAD nodi acciaio e PRO_MST*” - versione Maggio 2011, disponibile per il download sul sito www.2si.it, si segnalano i seguenti esempi applicativi:

Test N°	Titolo
2	TRAVI A UNA CAMPATA
3	TRAVE A PIU' CAMPATE
4	TRAVE A UNA CAMPATA SU TERRENO ALLA WINKLER
5	TRAVI SU TERRENO ALLA WINKLER CON CARICO TRASVERSALE
6	TELAI PIANI CON CERNIERE ALLA BASE
7	TELAI PIANI CON INCASTRI ALLA BASE
11	STRUTTURE SOGGETTE A VARIAZIONI TERMICHE
12	STRUTTURE SU TERRENO ALLA WINKLER SOTTOPOSTE A CARICHI DISTRIBUITI TRIANGOLARI
21	DRILLING
24	TENSIONI E ROTAZIONI RISPETTO ALLA CORDA DI ELEMENTI TRAVE
27	FRECCIA DI ELEMENTI TRAVE
41	GERARCHIA DELLE RESISTENZE PER TRAVI IN C.A.
42	GERARCHIA DELLE RESISTENZE PER PILASTRI IN C.A.
43	VERIFICA ALLE TA DI STRUTTURE IN C.A.
44	VERIFICA AGLI SLU DI STRUTTURE IN C.A.
46	VERIFICA A PUNZONAMENTO ALLO SLU DI TRAVI IN C.A.
47	PROGETTAZIONE A TAGLIO DI STRUTTURE IN C.A. SECONDO IL D.M. 9/1/96
48	PROGETTAZIONE A TAGLIO DI STRUTTURE IN C.A. SECONDO IL D.M. 14/1/2008
49	VERIFICA ALLO SLE (TENSIONI E FESSURAZIONE) DI STRUTTURE IN C.A.
50	VERIFICA ALLO SLE (DEFORMAZIONE) DI STRUTTURE IN C.A.
51	FATTORE DI STRUTTURA
52	SOVRARESISTENZE
53	DETTAGLI COSTRUTTIVI C.A.: LIMITI D'ARMATURA PILASTRI E NODI TRAVE-PILASTRO
55	VERIFICA DI STABILITA' DI ASTE COMPRESSE IN ACCIAIO – METODO OMEGA
56	LUCE LIBERA DI TRAVI E ASTE IN ACCIAIO
57	LUCE LIBERA DI COLONNE IN ACCIAIO
58	SVERGOLAMENTO DI TRAVI IN ACCIAIO
63	STABILITA' DI ASTE COMPOSTE IN ACCIAIO
68	VALUTAZIONE EFFETTO P-δ SU PILASTRATA
69	VALUTAZIONE EFFETTO P-δ SU TELAIO 3D
80	ANALISI PUSHOVER DI UN EDIFICIO IN C.A.
82	ANALISI ELASTO PLASTICA INCREMENTALE



83	ANALISI ELASTO PLASTICA INCREMENTALE
89	VERIFICA ALLO SLU DI STRUTTURE IN LEGNO SECONDO EC5
90	VERIFICA ALLO SLE DI STRUTTURE IN LEGNO SECONDO EC5
93	SNELLEZZE EC5
120	PROGETTO E VERIFICA DI TRAVI PREM

Elem.	Note	Nodo I	Nodo J	Mat.	Sez.	Rotaz. gradi	Svincolo I	Svincolo J	Wink V daN/cm3	Wink O daN/cm3
1	Trave f.	1	2	1	1				2.65	1.21
2	Trave f.	2	3	1	1				2.65	1.21
3	Trave f.	3	4	1	1				2.65	1.21
4	Trave f.	5	6	1	1				2.69	1.23
5	Trave f.	6	7	1	1				2.69	1.23
6	Trave f.	7	8	1	1				2.69	1.23

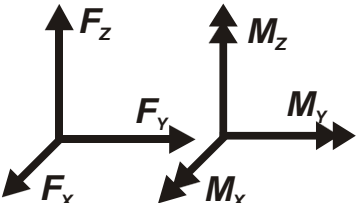
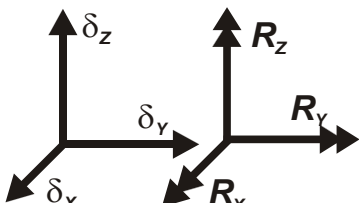
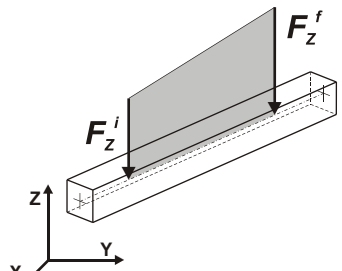
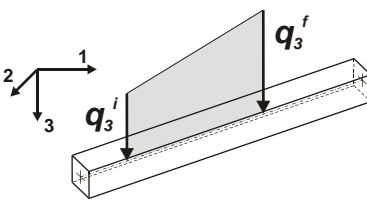
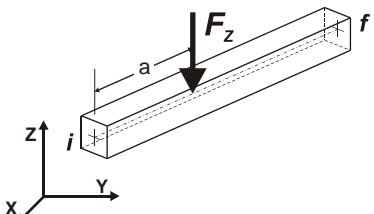
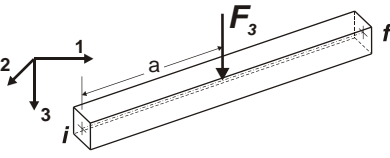
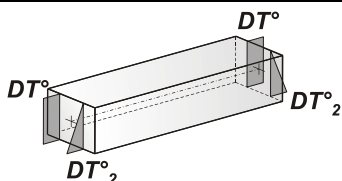
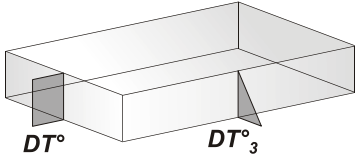
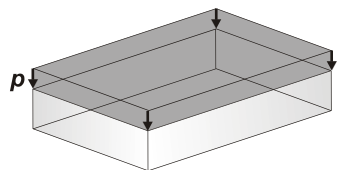
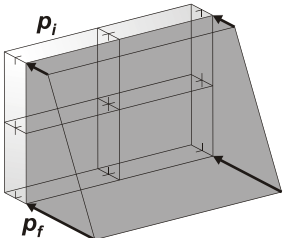
GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-01-E-CV-CL-CA22-01-101-A00.DOC Relazione di calcolo delle strutture
	Foglio 29 di 72

1.9. MODELLAZIONE DELLE AZIONI

1.9.1. LEGENDA TABELLA DATI AZIONI

Il programma consente l'uso di diverse tipologie di carico (azioni). Le azioni utilizzate nella modellazione sono individuate da una sigla identificativa ed un codice numerico (gli elementi strutturali richiamano quest'ultimo nella propria descrizione). Per ogni azione applicata alla struttura viene di riportato il codice, il tipo e la sigla identificativa. Le tabelle successive dettagliano i valori caratteristici di ogni azione in relazione al tipo. Le tabelle riportano infatti i seguenti dati in relazione al tipo:

1 carico concentrato nodale 6 dati (forza F_x , F_y , F_z , momento M_x , M_y , M_z)
2 spostamento nodale impresso 6 dati (spostamento T_x , T_y , T_z , rotazione R_x , R_y , R_z)
3 carico distribuito globale su elemento tipo trave 7 dati (f_x , f_y , f_z , m_x , m_y , m_z , ascissa di inizio carico) 7 dati (f_x , f_y , f_z , m_x , m_y , m_z , ascissa di fine carico)
4 carico distribuito locale su elemento tipo trave 7 dati (f_1 , f_2 , f_3 , m_1 , m_2 , m_3 , ascissa di inizio carico) 7 dati (f_1 , f_2 , f_3 , m_1 , m_2 , m_3 , ascissa di fine carico)
5 carico concentrato globale su elemento tipo trave 7 dati (F_x , F_y , F_z , M_x , M_y , M_z , ascissa di carico)
6 carico concentrato locale su elemento tipo trave 7 dati (F_1 , F_2 , F_3 , M_1 , M_2 , M_3 , ascissa di carico)
7 variazione termica applicata ad elemento tipo trave 7 dati (variazioni termiche: uniforme, media e differenza in altezza e larghezza al nodo iniziale e finale)
8 carico di pressione uniforme su elemento tipo piastra 1 dato (pressione)
9 carico di pressione variabile su elemento tipo piastra 4 dati (pressione, quota, pressione, quota)
10 variazione termica applicata ad elemento tipo piastra 2 dati (variazioni termiche: media e differenza nello spessore)
11 carico variabile generale su elementi tipo trave e piastra 1 dato descrizione della tipologia 4 dati per segmento (posizione, valore, posizione, valore) la tipologia precisa l'ascissa di definizione, la direzione del carico, la modalità di carico e la larghezza d'influenza per gli elementi tipo trave
12 gruppo di carichi con impronta su piastra 9 dati (numero di ripetizioni in direzione X e Y, valore di ciascun carico, posizione centrale del primo, dimensioni dell'impronta, interasse tra i carichi)

 <p>Carico concentrato nodale</p>	 <p>Spostamento impresso</p>
 <p>Carico distribuito globale</p>	 <p>Carico distribuito locale</p>
 <p>Carico concentrato globale</p>	 <p>Carico concentrato locale</p>
 <p>Carico termico 2D</p>	 <p>Carico termico 3D</p>
 <p>Carico pressione uniforme</p>	 <p>Carico pressione variabile</p>

Tipo carico concentrato nodale

Id	Tipo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		daN	daN	daN	daN cm	daN cm	daN cm
1	CN:Fz=-6965.00	0.0	0.0	-6965.00	0.0	0.0	0.0
2	CN:Fz=-3483.00	0.0	0.0	-3483.00	0.0	0.0	0.0

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-01-E-CV-CL-CA22-01-101-A00.DOC Relazione di calcolo delle strutture
	Foglio 31 di 72

1.10. SCHEMATIZZAZIONE DEI CASI DI CARICO

1.10.1. LEGENDA TABELLA CASI DI CARICO

Il programma consente l'applicazione di diverse tipologie di casi di carico.

Sono previsti i seguenti 11 tipi di casi di carico:

	Sigla	Tipo	Descrizione
1	Ggk	A	caso di carico comprensivo del peso proprio struttura
2	Gk	NA	caso di carico con azioni permanenti
3	Qk	NA	caso di carico con azioni variabili
4	Gsk	A	caso di carico comprensivo dei carichi permanenti sui solai e sulle coperture
5	Qsk	A	caso di carico comprensivo dei carichi variabili sui solai
6	Qnk	A	caso di carico comprensivo dei carichi di neve sulle coperture
7	Qtk	SA	caso di carico comprensivo di una variazione termica agente sulla struttura
8	Qvk	NA	caso di carico comprensivo di azioni da vento sulla struttura
9	Esk	SA	caso di carico sismico con analisi statica equivalente
10	Edk	SA	caso di carico sismico con analisi dinamica
11	Pk	NA	caso di carico comprensivo di azioni derivanti da coazioni, cedimenti e precompressioni

Sono di tipo automatico A (ossia non prevedono introduzione dati da parte dell'utente) i seguenti casi di carico: 1-Ggk; 4-Gsk; 5-Qsk; 6-Qnk.

Sono di tipo semi-automatico SA (ossia prevedono una minima introduzione dati da parte dell'utente) i seguenti casi di carico:

7-Qtk, in quanto richiede solo il valore della variazione termica;

9-Esk e 10-Edk, in quanto richiedono il valore dell'angolo di ingresso del sisma e l'individuazione dei casi di carico partecipanti alla definizione delle masse.

Sono di tipo non automatico NA ossia prevedono la diretta applicazione di carichi generici agli elementi strutturali (si veda il precedente punto Modellazione delle Azioni) i restanti casi di carico.

Nella tabella successiva vengono riportati i casi di carico agenti sulla struttura, con l'indicazione dei dati relativi al caso di carico stesso:

Numero Tipo e Sigla identificativa, Valore di riferimento del caso di carico (se previsto).

In successione, per i casi di carico non automatici, viene riportato l'elenco di nodi ed elementi direttamente caricati con la sigla identificativa del carico.

Per i casi di carico di tipo sismico (9-Esk e 10-Edk), viene riportata la tabella di definizione delle masse: per ogni caso di carico partecipante alla definizione delle masse viene indicata la relativa aliquota (partecipazione) considerata. Si precisa che per i caso di carico 5-Qsk e 6-Qnk la partecipazione è prevista localmente per ogni elemento solaio o copertura presente nel modello (si confronti il valore Sksol nel capitolo relativo agli elementi solaio) e pertanto la loro partecipazione è di norma pari a uno.

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
1	Ggk	CDC=Ggk (peso proprio della struttura)	
2	Gk	CDC=G2k (permanente generico n.c.d.)	Nodo: 1 Azione : CN:Fz=-3483.00
			Nodo:da 2 a 3 Azione : CN:Fz=-6965.00
			Nodo:da 4 a 5 Azione : CN:Fz=-3483.00
			Nodo:da 6 a 7 Azione : CN:Fz=-6965.00

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG51-01-E-CV-CL-CA22-01-101-A00.DOC Relazione di calcolo delle strutture
	Foglio 32 di 72

1.11. DEFINIZIONE DELLE COMBINAZIONI

1.11.1. LEGENDA TABELLA COMBINAZIONI DI CARICO

Il programma combina i diversi tipi di casi di carico (CDC) secondo le regole previste dalla normativa vigente.

Le combinazioni previste sono destinate al controllo di sicurezza della struttura ed alla verifica degli spostamenti e delle sollecitazioni.

La prima tabella delle combinazioni riportata di seguito comprende le seguenti informazioni: *Numero, Tipo, Sigla identificativa*. Una seconda tabella riporta il *peso nella combinazione*, assunto per ogni caso di carico.

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

Combinazione fondamentale SLU

$$\gamma G1 \cdot G1 + \gamma G2 \cdot G2 + \gamma P \cdot P + \gamma Q1 \cdot Qk1 + \gamma Q2 \cdot \psi 02 \cdot Qk2 + \gamma Q3 \cdot \psi 03 \cdot Qk3 + \dots$$

Combinazione caratteristica (rara) SLE

$$G1 + G2 + P + Qk1 + \psi 02 \cdot Qk2 + \psi 03 \cdot Qk3 + \dots$$

Combinazione frequente SLE

$$G1 + G2 + P + \psi 11 \cdot Qk1 + \psi 22 \cdot Qk2 + \psi 23 \cdot Qk3 + \dots$$

Combinazione quasi permanente SLE

$$G1 + G2 + P + \psi 21 \cdot Qk1 + \psi 22 \cdot Qk2 + \psi 23 \cdot Qk3 + \dots$$

Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E

$$E + G1 + G2 + P + \psi 21 \cdot Qk1 + \psi 22 \cdot Qk2 + \dots$$

Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite connessi alle azioni eccezionali

$$G1 + G2 + P + \psi 21 \cdot Qk1 + \psi 22 \cdot Qk2 + \dots$$

Dove:

NTC 2008 Tabella 2.5.I

Destinazione d'uso/azione	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Categoria A residenziali	0,70	0,50	0,30
Categoria B uffici	0,70	0,50	0,30
Categoria C ambienti suscettibili di affollamento	0,70	0,70	0,60
Categoria D ambienti ad uso commerciale	0,70	0,70	0,60
Categoria E biblioteche, archivi, magazzini,...	1,00	0,90	0,80
Categoria F Rimesse e parcheggi (autoveicoli $\leq 30\text{kN}$)	0,70	0,70	0,60
Categoria G Rimesse e parcheggi (autoveicoli $> 30\text{kN}$)	0,70	0,50	0,30
Categoria H Coperture	0,00	0,00	0,00
Vento	0,60	0,20	0,00
Neve a quota $\leq 1000\text{ m}$	0,50	0,20	0,00
Neve a quota $> 1000\text{ m}$	0,70	0,50	0,20
Variazioni Termiche	0,60	0,50	0,00

Nelle verifiche possono essere adottati in alternativa, due diversi approcci progettuali:

- per l'approccio 1 si considerano due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti di sicurezza parziali per le azioni, per i materiali e per la resistenza globale (combinazione 1 con coefficienti A1 e combinazione 2 con coefficienti A2),
- per l'approccio 2 si definisce un'unica combinazione per le azioni, per la resistenza dei materiali e per la resistenza globale (con coefficienti A1).

NTC 2008 Tabella 2.6.I

		Coefficiente γ_f	EQU	A1	A2
Carichi permanenti	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali (Non compiutamente definiti)	Favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	Favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-01-E-CV-CL-CA22-01-101-A00.DOC Relazione di calcolo delle strutture
	Foglio 35 di 72

1.12. RISULTATI OPERE DI FONDAZIONE

1.12.1. LEGENDA RISULTATI OPERE DI FONDAZIONE

Il controllo dei risultati delle analisi condotte, per quanto concerne le opere di fondazione, è possibile in relazione alle tabelle sottoriportate.

La prima tabella è riferita alle fondazioni tipo palo e plinto su pali.

Per questo tipo di fondazione vengono riportate le sei componenti di sollecitazione (esprese nel riferimento globale della struttura) per ogni palo componente l'opera.

In particolare viene riportato:

Nodo	numero del nodo a cui è applicato il plinto
Tipo	codice corrispondente al nome assegnato al tipo di plinto di fondazione: 3) palo singolo (<i>PALO</i>) 4) plinto su palo 5) plinto su due pali (<i>PL.2P</i>) 6) plinto su tre pali (<i>PL.3P</i>) 7) plinto su quattro pali (<i>PL.4P</i>) 8) plinto rettangolare su cinque pali (<i>PL.5P.R</i>) 9) plinto pentagonale su cinque pali (<i>PL.5P</i>) 10) plinto su sei pali (<i>PL.6P</i>)
Palo	numero del palo
Comb.	combinazione di carico in cui si verificano le sei componenti di sollecitazione.
Quota	quota assoluta della sezione del palo per cui si riportano le sei componenti di sollecitazione.

L'azione F_z (corrispondente allo sforzo normale nel palo) è costante poiché il peso del palo stesso non è considerato nella modellazione.

La seconda tabella è riferita alle fondazioni tipo plinto su suolo elastico.

Per questo tipo di fondazione vengono riportate le pressioni nei quattro vertici dell'impronta sul terreno.

In particolare viene riportato:

Nodo	numero del nodo a cui è applicato il plinto
Tipo	Codice identificativo del nome assegnato al plinto
area	area dell'impronta del plinto
Wink O	Wink V
	coefficienti di Winkler (orizzontale e verticale) adottati
Comb	Combinazione di carico in cui si verificano i valori riportati
Pt (P1 P2 P3 P4)	valori di pressione nei vertici

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG51-01-E-CV-CL-CA22-01-101-A00.DOC Relazione di calcolo delle strutture
	Foglio 36 di 72

La terza tabella è riferita alle fondazioni tipo platea su suolo elastico.
Per questo tipo di fondazione vengono riportate le pressioni in ogni vertice (nodo) degli elementi costituenti la platea.

La quarta tabella è riferita alle fondazioni tipo trave su suolo elastico.
Per questo tipo di fondazione vengono riportate le pressioni alle estremità dell'elemento e la massima (in valore assoluto) pressione lungo lo sviluppo dell'elemento.
Vengono inoltre riportati, con funzione statistica, i valori massimo e minimo delle pressioni che compaiono nella tabella.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-01-E-CV-CL-CA22-01-101-A00.DOC Relazione di calcolo delle strutture
	Foglio 37 di 72

Con riferimento al **Documento di Affidabilità** “*Test di validazione del software di calcolo PRO_SAP e dei moduli aggiuntivi PRO_SAP Modulo Geotecnico, PRO_CAD nodi acciaio e PRO_MST*” - versione Maggio 2011, disponibile per il download sul sito **www.2si.it**, si segnalano i seguenti esempi applicativi:

Test N°	Titolo
96	PLINTO SUPERFICIALE
97	PLINTO SUPERFICIALE
98	PLINTO SUPERFICIALE
99	PLINTO SUPERFICIALE
100	PLINTO SUPERFICIALE
101	PLINTO SUPERFICIALE
102	PLINTO SUPERFICIALE
103	PLINTO SUPERFICIALE
104	PLINTO SUPERFICIALE
105	PLINTO SUPERFICIALE
106	PLINTO SUPERFICIALE
107	PLINTO SUPERFICIALE
108	PLINTO SUPERFICIALE
109	PLINTO SUPERFICIALE
110	PLINTO SUPERFICIALE
111	PLINTO SUPERFICIALE
112	PLINTO SUPERFICIALE
113	PLINTO SUPERFICIALE
114	PLINTO SUPERFICIALE
115	FONDAZIONE NASTRIFORME
116	CALCOLO DEI K DI WINKLER

Elem.	Cmb	Pt ini daN/cm2	Pt fin daN/cm2	Pt max daN/cm2	Cmb	Pt ini daN/cm2	Pt fin daN/cm2	Pt max daN/cm2	Cmb	Pt ini daN/cm2	Pt fin daN/cm2	Pt max daN/cm2
1	1	-0.75	-0.58	-0.73	2	-0.75	-0.58	-0.73				
2	1	-0.58	-0.58	-0.58	2	-0.58	-0.58	-0.58				
3	1	-0.58	-0.75	-0.75	2	-0.58	-0.75	-0.75				
4	1	-0.73	-0.61	-0.72	2	-0.73	-0.61	-0.72				
5	1	-0.61	-0.65	-0.65	2	-0.61	-0.65	-0.65				
6	1	-0.65	-0.65	-0.65	2	-0.65	-0.65	-0.65				
Elem.		Pt ini -0.75 -0.58	Pt fin	Pt max		Pt ini	Pt fin	Pt max		Pt ini	Pt fin	Pt max

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG51-01-E-CV-CL-CA22-01-101-A00.DOC Relazione di calcolo delle strutture	Foglio 38 di 72

1.13. VERIFICHE ELEMENTI TRAVE C.A.

1.13.1. LEGENDA TABELLA VERIFICHE ELEMENTI TRAVE C.A.

In tabella vengono riportati per ogni elemento il numero dello stesso ed il codice di verifica.

Nel caso in cui si sia proceduto alla progettazione con le tensioni ammissibili vengono riportate le massime tensioni nell'elemento (massima compressione nel calcestruzzo, massima compressione media nel calcestruzzo, massima tensione nell'acciaio, massima tensione tangenziale) con l'indicazione delle combinazioni in cui si sono attinti i rispettivi valori.

Nel caso in cui si sia proceduto alla progettazione con il metodo degli stati limite vengono riportati il rapporto x/d , le verifiche per sollecitazioni proporzionali e la verifica per compressione media con l'indicazione delle combinazioni in cui si sono attinti i rispettivi valori.

Per gli elementi tipo pilastro sono riportati numero e diametro dei ferri di vertice, numero e diametro di ferri disposti lungo i lati L1 (paralleli alla base della sezione) e lungo i lati L2 (paralleli all'altezza della sezione).

Per gli elementi tipo trave sono riportati infine le quantità di armatura inferiore e superiore.

In particolare i simboli utilizzati con il metodo delle tensioni ammissibili assumono il seguente significato:

M P X Y	Numero della pilastrata e posizione in pianta
M T Z P P	Numero della travata, quota media pilastrata iniziale e finale (nodo in assenza di pilastrata)
Pilas. o Trave	numero identificativo dell'elemento
Note	Viene riportato il codice relativo alla sezione(s) e relativo al materiale(m); nella terza riga viene riportato il valore delle snellezze in direzione 2-2 e 3-3
Stato	Codici di verifica relativi alle tensioni normali e alle tensioni tangenziali
Quota	Ascissa del punto di verifica
%Af	Percentuale di area di armatura rispetto a quella di calcestruzzo
Armat. long.	Numero e diametro dei ferri di armatura longitudinale: ferri di vertice + ferri di lato (vedi seguente figura)
Af inf.	Area di armatura longitudinale posta all'intradosso della trave
Af sup	Area di armatura longitudinale posta all'estradosso della trave
Sc max	Massima tensione di compressione del calcestruzzo
Sc med	Massima tensione media di compressione del calcestruzzo
Sf max	Tensione massima nell'acciaio
staffe	Vengono riportati i dati del tratto di staffatura in cui cade la sezione di verifica; in particolare: numero dei bracci, diametro, passo, lunghezza tratto
Tau max	Tensione massima tangenziale nel cls
Rif. comb	Combinazioni in cui si generano i seguenti valori di tensione: Sc max, Sc med, Sf max, Tau max
AfV	area dell'armatura atta ad assorbire le azioni di taglio
AfT	area dell'armatura atta ad assorbire le azioni di torsione
Scorr. P	Scorrimento dei piegati
Af long.	Area del ferro longitudinale aggiuntivo per assorbire la torsione

Mentre i simboli utilizzati con il metodo degli stati limite assumono il seguente significato:

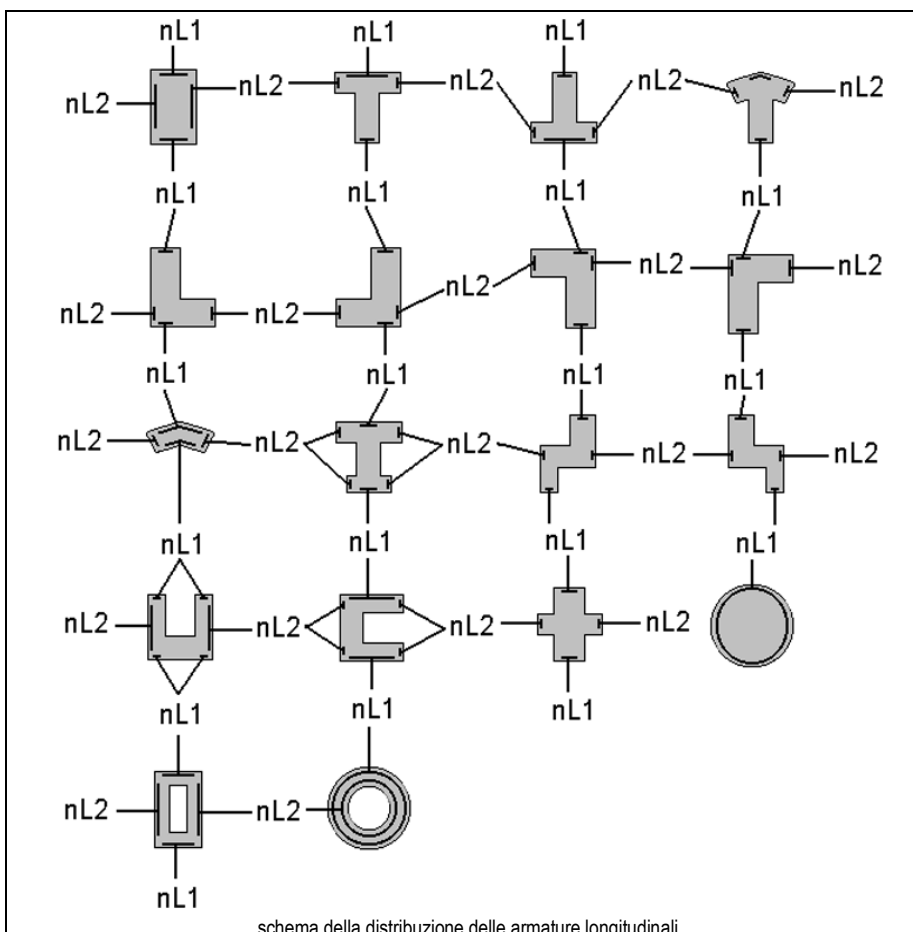
r. snell.	Rapporto λ su λ^* : valore superiore a 1 per elementi snelli, caso in cui viene effettuata la verifica con il metodo diretto dello stato di equilibrio
Verifica(verif.)	rapporto S_d/S_u con sollecitazioni ultime proporzionali o a sforzo normale costante: valore minore o uguale a 1 per verifica positiva
ver.sis	rapporto N_d/N_u con N_u calcolato come al punto 7.4.4.2.2.1; valore minore o uguale a 1 per verifica positiva
ver.V/T	rapporto S_d/S_u con sollecitazioni taglianti e torcenti proporzionali valore minore o uguale a 1 per verifica positiva
x/d	rapporto tra posizione dell'asse neutro e altezza utile alla rottura della sezione (per sola flessione)

Per gli elementi progettati secondo il criterio della gerarchia delle resistenze (pilastri e travi) si riporta una ulteriore tabella di seguito descritta:

M negativo i	Valore del momento resistente negativo (positivo) all' estremità iniziale i (finale f) della trave
V M-i M+f	Taglio generato dai momenti resistenti negativo i e positivo f (positivo i e negativo f)
V totale	Massimo valore assoluto ottenuto per combinazione del taglio isostatico e dei tagli concomitanti (p.to 7.4.4.1.1.)
Verif. V	Rapporto tra il taglio massimo e $Vr1$ (p.to 7.4.4.1.2.2);
Sovr. 2-2 i	Sovreresistenza del pilastro (come da formula 7.4.4). Rapporto tra i momenti resistenti delle travi e dei pilastri. Il valore del fattore rispettivamente per il momento 2-2 (3-3) alla base i ed alla sommità f del pilastro deve essere maggiore del γ_{Rd} adottato
M 2-2 i	Valore del momento resistente rispettivamente per 2-2 (3-3) alla base i ed alla sommità f del pilastro (massimo momento in presenza dello sforzo normale di calcolo)
Luce per V	Luce di calcolo per la definizione del taglio (generato dai momenti resistenti)
V M2-2	Valore del taglio generato dai momenti resistenti 2-2 (3-3)

Per i nodi trave-pilastro viene riportata la seguente tabella relativa al calcolo delle armature di confinamento e alla verifica di resistenza del nodo (richiesta solo per strutture in classe di duttilità alta); le caselle vuote indicano parametri non riportati in quanto non necessari.

Stato	Esito della verifica (come da formula 7.4.8) per resistenza a compressione del nodo (solo CDA)
I 7.4.29	Passo delle staffe di confinamento come richiesto dalla formula 7.4.29
Bj2(3)	Dimensione del nodo per il taglio in direzione 2 (3)
Hjc2(2)	Distanza tra le giaciture di armatura del pilastro per il taglio in direzione 2 (3)
V. 7.4.8	Rapporto tra il taglio V_{jbd} e il taglio resistente come da formula 7.4.8 (solo CDA)
I 7.4.10	Passo delle staffe valutato in funzione della formula 7.4.10 (solo CDA)



GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
IG51-01-E-CV-CL-CA22-01-101-A00.DOC Relazione di calcolo delle strutture		Foglio 40 di 72

Con riferimento al **Documento di Affidabilità** "Test di validazione del software di calcolo PRO_SAP e dei moduli aggiuntivi PRO_SAP Modulo Geotecnico, PRO_CAD nodi acciaio e PRO_MST" - versione Maggio 2011, disponibile per il download sul sito www.2si.it, si segnalano i seguenti esempi applicativi:

Test N°	Titolo
24	TENSIONI E ROTAZIONI RISPETTO ALLA CORDA DI ELEMENTI TRAVE
27	FRECCIA DI ELEMENTI TRAVE
41	GERARCHIA DELLE RESISTENZE PER TRAVI IN C.A.
42	GERARCHIA DELLE RESISTENZE PER PILASTRI IN C.A.
43	VERIFICA ALLE TA DI STRUTTURE IN C.A.
44	VERIFICA AGLI SLU DI STRUTTURE IN C.A.
46	VERIFICA A PUNZONAMENTO ALLO SLU DI TRAVI IN C.A.
47	PROGETTAZIONE A TAGLIO DI STRUTTURE IN C.A. SECONDO IL D.M. 9/1/96
48	PROGETTAZIONE A TAGLIO DI STRUTTURE IN C.A. SECONDO IL D.M. 14/1/2008
49	VERIFICA ALLO SLE (TENSIONI E FESSURAZIONE) DI STRUTTURE IN C.A.
50	VERIFICA ALLO SLE (DEFORMAZIONE) DI STRUTTURE IN C.A.
52	SOVRARESISTENZE
53	DETTAGLI COSTRUTTIVI C.A.: LIMITI D'ARMATURA PILASTRI E NODI TRAVE-PILASTRO
68	VALUTAZIONE EFFETTO P-δ SU PILASTRATA
69	VALUTAZIONE EFFETTO P-δ SU TELAIO 3D
120	PROGETTO E VERIFICA DI TRAVI PREM

Trave	Note	Pos. cm	%Af	Af inf.	Af. sup	M_T= 1		Z=0.0	N=1	N=4	Staffe L=cm	Scorr. P	Af long.	Rif. cmb
						sc max daN/cm2	sf max daN/cm2	tau max daN/cm2	Af V	Af T				
1	ok,ok s=1,m=1	0.0	0.32	6.2	6.2	6.2-8.73e-04	3.68e-02	2.3	2.1	0.0	4d8/5 L=65	0.0	0.0	1,1,1
		120.0	0.32	6.2	6.2	-24.5	1034.7	0.3	0.3	0.0	4d8/20 L=110	0.0	0.0	1,1,1
		240.0	0.32	6.2	6.2	-11.2	473.7	2.5	2.3	0.0	4d8/5 L=65	0.0	0.0	1,1,1
2	ok,ok s=1,m=1	0.0	0.32	6.2	6.2	-11.2	473.7	2.1	1.9	0.0	4d8/5 L=65	0.0	0.0	1,1,1
		120.0	0.32	6.2	6.2	-15.2	640.2	0.0	0.0	0.0	4d8/20 L=110	0.0	0.0	1,1,1
		240.0	0.32	6.2	6.2	-11.2	473.7	2.1	1.9	0.0	4d8/5 L=65	0.0	0.0	1,1,1
3	ok,ok s=1,m=1	0.0	0.32	6.2	6.2	-11.2	473.7	2.5	2.3	0.0	4d8/5 L=65	0.0	0.0	1,1,1
		120.0	0.32	6.2	6.2	-24.5	1034.7	0.3	0.3	0.0	4d8/20 L=110	0.0	0.0	1,1,1
		240.0	0.32	6.2	6.2	6.2-8.73e-04	3.68e-02	2.3	2.1	0.0	4d8/5 L=65	0.0	0.0	1,1,1
Trave	Note	Pos.	%Af	Af inf.	Af. sup	M_T= 2		Z=0.0	N=5	N=8	Staffe	Scorr. P	Af long.	Rif. cmb
						sc max	sf max	tau max	Af V	Af T				
4	ok,ok s=1,m=1	0.0	0.32	6.2	6.2	6.2-8.81e-04	3.71e-02	2.3	2.1	0.0	4d8/5 L=65	0.0	0.0	1,1,1
		120.0	0.32	6.2	6.2	-25.1	1056.6	0.3	0.2	0.0	4d8/20 L=110	0.0	0.0	1,1,1
		240.0	0.32	6.2	6.2	-10.6	447.5	2.6	2.3	0.0	4d8/5 L=65	0.0	0.0	1,1,1
5	ok,ok s=1,m=1	0.0	0.32	6.2	6.2	-10.6	447.5	2.1	1.9	0.0	4d8/5 L=65	0.0	0.0	1,1,1
		120.0	0.32	6.2	6.2	-13.0	548.6	0.2	0.2	0.0	4d8/20 L=110	0.0	0.0	1,1,1
		240.0	0.32	6.2	6.2	-21.7	915.3	2.6	2.4	0.0	4d8/5 L=65	0.0	0.0	1,1,1
6	ok,ok s=1,m=1	0.0	0.32	6.2	6.2	-21.7	915.3	2.1	1.9	0.0	4d8/20 L=100	0.0	0.0	1,1,1
		100.0	0.32	6.2	6.2	6.2-1.89e-04	7.96e-03	4.69e-05	4.30e-05	0.0	4d8/20 L=100	0.0	0.0	1,1,1

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG51-01-E-CV-CL-CA22-01-101-A00.DOC Relazione di calcolo delle strutture
	Foglio 41 di 72

2. FONDAZIONI IMPIANTO DI DEPURAZIONE ACQUE DI GALLERIA

2.1. RELAZIONE GENERALE SULL'INTERVENTO

La presente relazione ha per oggetto il calcolo della fondazione a platea in c.a per l'impianto temporaneo per il trattamento delle acque provenienti dalla galleria

La platea di fondazione avrà uno spessore costante di 30 cm e sarà posata su un magrone di pulizia di spessore medio 20 cm; sulla platea vengono posizionate una serie di vasche, tramogge ed apparecchiature elettromeccaniche costituenti l'impianto di depurazione dell'acque di galleria fornito da COGEDE srl.

La stessa ditta fornitrice ha consegnato lo schema dei carichi massimi trasmessi in fondazione che si allega in Appendice 1.

2.2. RIFERIMENTI NORMATIVI

Legge 5 Novembre 1971 n° 1086 - Norma per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica.

D.M. LL.PP. 9 Gennaio 1996 - Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche.

Circolare Min. LL.PP. 15 Ottobre 1996 n° 252 AA.GG./S.T.C. - Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche" di cui al decreto ministeriale 9 gennaio 1996.

Legge 2 Febbraio 1974, n° 64 - Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.

D.M. Min. LL.PP. 16 Gennaio 1996 - Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche.

Circolare Min. LL.PP. 10 Aprile 1997 n° 65 - Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al D.M. 16 Gennaio 1996.

D.M. Min. LL.PP. 16 Gennaio 1996 - Norme tecniche relative ai "Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi".

Circolare Min. LL.PP. 4 Luglio 1996, n° 156 AA.GG./STC. - Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi" di cui al D.M. 16 Gennaio 1996.

D.M. LL.PP. 11 Marzo 1988 - Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

Essendo il progetto definitivo approvato con Delibera CIPE 80/2006, antecedentemente all'entrata in vigore delle norme NTC 2008, si applica la normativa di cui al DM 16.01.1996.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-01-E-CV-CL-CA22-01-101-A00.DOC Relazione di calcolo delle strutture
	Foglio 42 di 72

2.3. RELAZIONE GEOTECNICA

La presente costituisce la relazione geotecnica per il progetto della platea di fondazione del nuovo manufatto per l'impianto temporaneo per la depurazione dell'acqua prelevata dalla galleria. La platea viene realizzata su un piazzale di cantiere esistente costituito da misto stabilizzato compattato, cautelativamente si adotta per il terreno una tensione ammissibile pari a:

$$p_{adm} = 1.0 \text{ kg/cm}^2$$

2.4. ANALISI DEI CARICHI

I carichi che agiscono sulla fondazione, come evidenziato sugli elaborati grafici, (v. Appendice 1) forniti dalla ditta Cogede srl, consistono in serbatoi e container di diverse dimensioni e capacità dislocati su tutta la superficie della platea.

Per il dimensionamento della struttura in c.a. si è fatto riferimento alle condizioni più gravose che sono identificate dalla tramoggia del decantatore che ha un peso massimo, in condizioni di esercizio di 33.000 kg su n. 4 piedi di appoggio costituiti ciascuno da piastra 400x400 mm.

La carpenteria e l'armatura calcolate per le condizioni più sfavorevoli vengono estese a tutta la platea.

2.5. RELAZIONE DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI

Blocco 1

Analisi dei carichi trasmessi al terreno:

- peso struttura di fondazione:

$$2.500 \times (6,20 \times 12,50 \times 0,30) = 58.125 \text{ Kg}$$

- impianto (pesi totali in esercizio)

$$\underline{150.000 \text{ Kg}}$$

Carico totale "N"

$$\underline{\underline{208.125 \text{ Kg}}}$$

La tensione massima trasmessa al terreno vale:

$$\sigma_t = N / (620 \times 1250) = 0.27 \text{ kg/cm}^2 \text{ inferiore alla tensione ammissibile}$$

Se consideriamo il solo settore di dimensioni 3,10x3,10 m su cui insistono i 4 piedi del decantatore (condizione più sfavorevole) si ha:

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG51-01-E-CV-CL-CA22-01-101-A00.DOC Relazione di calcolo delle strutture	Foglio 43 di 72

Analisi dei carichi trasmessi al terreno:

- peso struttura di fondazione:

$$2.500 \times (3,10 \times 3,10 \times 0,30) = 7.208 \text{ Kg}$$

- impianto (pesi totali in esercizio)

$$33.000 \text{ Kg}$$

Carico totale "N"

$$40.000 \text{ Kg}$$

La tensione massima trasmessa al terreno vale:

$$\sigma_t = N / (310 \times 310) = 0.42 \text{ kg/cm}^2 \text{ inferiore alla tensione ammissibile}$$

A vantaggio della sicurezza fissiamo quest'ultima schematizzazione dei carichi: il carico trasmesso dal terreno su una striscia unitaria di platea ($S=100 \text{ cm}$) vale:

$$q = (4200) / (3.10 \times 1.00) = 1.355 \text{ Kg/m}$$

Lo schema statico adottato è quello di trave appoggiata in prossimità dei due carichi concentrati posti a distanza reciproca di 1,90 m (luce) con sbalzi di 0,60 m per parte con carico uniformemente distribuito q .

Le sollecitazioni massime valgono:

$$- M = q/8 \times (l^2 - 4a^2) = 1355/8 \times (1.90^2 - 4 \times 0,60^2) = 367 \text{ Kgm}$$

$$- T_s = 1355 \times 0,60 = 813 \text{ Kg}$$

$$- T_d = R_a - T_s = (2100 - 813) \text{ Kg} = 1287 \text{ kg}$$

Si adotta un'armatura costituita da $\phi 12/10$ sup. e inf.

Le tensioni massime nei materiali valgono:

Flessione :

$$\sigma_c = 18 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{cadm} = 97,5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = 591 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{fadm} = 2600 \text{ Kg/cm}^2$$

Taglio :

$$\tau = 0,65 < \tau_{c0} = 6,00 \text{ Kg/cm}^2$$

Punzonamento:

il carico su ogni piastra 400x400 mm di appoggio vale

$$P = 40000/4 = 10.000 \text{ Kg}$$

$$\text{Superficie a punzonamento } S = 30 \times (40 \times 4) = 4800 \text{ cm}^2$$

$$\tau = 10000/4800 = 2,08 < \tau_{c0} = 6,00 \text{ Kg/cm}^2$$

A vantaggio della sicurezza si estende a tutta la piastra l'armatura calcolata per le condizioni di carico più sfavorevoli: si adotta quindi uniformemente un'armatura costituita da $\phi 12/10$ sup. e inf.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG51-01-E-CV-CL-CA22-01-101-A00.DOC Relazione di calcolo delle strutture
	Foglio 44 di 72

2.6. RELAZIONE SUI MATERIALI

Nella esecuzione delle opere in oggetto è previsto l'impiego dei seguenti materiali:

INERTI : Sabbia lavata e ben granata
 Ghiaietto vagliato
 Ghiaia vagliata

ACQUA : Potabile o priva di sali
 (solfuri o cloruri)

CEMENTO : Rck 300

ACCIAIO : Tipo Feb 44 K controllato $f_{yk} = 430$ MPa

I conglomerati cementizi da impiegarsi nelle strutture saranno dosati come di seguito descritto:

Sabbia lavata	mc	0,4	per mc. di calcestruzzo
Ghiaietto vagliato	mc	0,8	per mc. di calcestruzzo
Cemento	kg	350	per mc. di calcestruzzo
Acqua	l	150	per mc. di calcestruzzo
Armature metalliche			come da disegni di progetto

Non sarà consentito assolutamente il misto di fiume.

Resistenza caratteristica a compressione del conglomerato: Rck=30 MPa

Circa le altre prescrizioni esecutive si richiamano le disposizioni di cui alle norme tecniche vigenti emanate dal Ministero dei Lavori Pubblici.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-01-E-CV-CL-CA22-01-101-A00.DOC Relazione di calcolo delle strutture
	Foglio 45 di 72

3. FONDAZIONI PLINTI TORRI-FARO

3.1. NORMATIVE DI RIFERIMENTO :

In quanto di seguito riportato viene fatto esplicito riferimento alle seguenti Normative:

- **LEGGE n° 64 del 02/02/1974.** “Provvedimenti per le costruzioni, con particolari prescrizioni per le zone sismiche.”;
- **D.M. LL.PP. del 11/03/1988.** “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.”;
- **D.M. LL.PP. del 16/01/1996.** “Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche.”;
- **Circolare Ministeriale LL.PP. n° 65/AA.GG. del 10/04/1997.** “Istruzioni per l'applicazione delle “Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche” di cui al D.M. 16/01/1996.”;
- **Eurocodice 1 - Parte 1** - “Basi di calcolo ed azioni sulle strutture - Basi di calcolo -.”;
- **Eurocodice 7 - Parte 1** - “Progettazione geotecnica - Regole generali -.”;
- **Eurocodice 8 - Parte 5** - “Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici -.”;
- **D.M. 14/01/2008 - NUOVE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI**
- **Circolare n. 617 del 02/02/2008**

3.2. CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI SU TERRENI :

Per la determinazione del carico limite del complesso terreno-fondazione, inteso come valore asintotico del diagramma carico-cedimento, si fa riferimento a due principali meccanismi di rottura: il “meccanismo generale” e quello di “punzonamento”. Il primo è caratterizzato dalla formazione di una superficie di scorrimento, il terreno sottostante la fondazione rifluisce lateralmente e verso l'alto, in modo che la superficie del terreno circostante la fondazione è interessato da un meccanismo di sollevamento ed emersione della superficie di scorrimento. Il secondo meccanismo, è caratterizzato dalla assenza di una superficie di scorrimento ben definita; il terreno sotto la fondazione si comprime ed in corrispondenza della superficie del terreno circostante la fondazione si osserva un abbassamento generalizzato. Questo ultimo meccanismo non consente una precisa individuazione del carico limite, in quanto la curva dei cedimenti in funzione del carico applicato non raggiunge mai un valore asintotico ma cresce indefinitamente. Il VESIC ha studiato il fenomeno della rottura per punzonamento assimilando il terreno ad un mezzo elasto-plastico e la rottura per carico limite all'espansione di una cavità cilindrica. In questo caso il fenomeno risulta retto da un indice di rigidezza “ I_r ” così definito:

$$I_r = \frac{G}{c' + \sigma' \cdot \operatorname{tg}(\varphi)}$$

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG51-01-E-CV-CL-CA22-01-101-A00.DOC Relazione di calcolo delle strutture	Foglio 46 di 72

Per la determinazione del modulo di rigidezza a taglio si utilizzeranno le seguenti relazioni:

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)}; \quad E = E_{ed} \frac{1 - \nu - 2 \cdot \nu^2}{1 - \nu}; \quad \nu = \frac{k_0}{1 + k_0}; \quad k_0 = 1 - \text{sen}(\varphi).$$

Indice di rigidezza viene confrontato con l'indice di rigidezza critico "I_{r,crit}", avente la seguente espressione:

$$I_{r,crit} = \frac{e^{\left[\left(3.3 - 0.45 \frac{B}{L} \right) \text{ctg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \right]}}{2}$$

La rottura per punzonamento del terreno di fondazione avviene quando l'indice di rigidezza si mantiene minore di quello critico. Tale teoria comporta l'introduzione di coefficienti correttivi all'interno della formula trinomia del carico limite detti "Coefficienti di punzonamento" i quali sono funzione dell'indice di rigidezza, dell'angolo d'attrito e della geometria dell'elemento di fondazione. La loro espressione è la seguente:

- se $I_r < I_{r,crit}$ si ha :

$$\Psi_\gamma = \Psi_q = e^{\left[\left(0.6 \frac{B}{L} - 4.4 \right) \text{tg}(\varphi) + \frac{3.07 \cdot \text{sen}(\varphi) \log_{10}(2 \cdot I_r)}{1 + \text{sen}(\varphi)} \right]} \quad \text{se } \varphi = 0 \Rightarrow \Psi_\gamma = \Psi_q = 1$$

$$\Psi_c = \Psi_q - \frac{1 - \Psi_q}{N_c \cdot \text{tg}(\varphi)} \quad \text{se } \varphi = 0 \Rightarrow \Psi_c = 0.32 + 0.12 \cdot \frac{B}{L} + 0.6 \cdot \log_{10}(I_r)$$

- se $I_r > I_{r,crit}$ si ha che $\Psi_\gamma = \Psi_q = \Psi_c = 1$.

Il significato dei simboli adottati nelle equazioni sopra riportate è il seguente:

- E_{ed} è il modulo edometrico del terreno sottostante la fondazione;
- ν è il coefficiente di Poisson del terreno sottostante la fondazione;
- k_0 è il coefficiente di spinta a riposo del terreno sottostante la fondazione;
- φ è l'angolo d'attrito efficace del terreno sottostante il piano di posa;
- c' è la coesione in termini di tensioni efficaci;
- σ' è la tensione litostatica effettiva a profondità $D+B/2$;
- L è la luce delle singole travi di fondazione;
- D è la profondità del piano di posa della fondazione dal piano campagna;
- B è la larghezza della trave di fondazione.

Definito il meccanismo di rottura si passa al calcolo del carico limite modellando il terreno come mezzo rigido perfettamente plastico. L'espressione del carico limite è la seguente:

$$q_{ult} = \gamma_1 \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot \Psi_q + c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot \Psi_c + \gamma_2 \cdot \frac{B}{2} \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot \Psi_\gamma \cdot r_\gamma$$

Il significato dei termini presenti nella relazione trinomia sopra riportata è il seguente:

- N_q, N_c, N_γ sono i fattori adimensionali di portanza funzione dell'angolo d'attrito interno φ del terreno;
- s_q, s_c, s_γ sono i coefficienti che rappresentano il fattore di forma;
- d_q, d_c, d_γ sono i coefficienti che rappresentano il fattore dell'approfondimento;
- i_q, i_c, i_γ sono i coefficienti che rappresentano il fattore di inclinazione del carico;
- γ_1 è il peso per unità di volume del terreno sovrastante il piano di posa;
- γ_2 è il peso per unità di volume del terreno sottostante il piano di posa.

Si dimostra, per fondazioni aventi larghezza modesta, che il terzo termine non aumenta indefinitamente e per valori elevati di "B", secondo sia VESIC che DE BEER il valore limite è prossimo a quello di una fondazione profonda. BOWLES per fondazioni di larghezza maggiore di 2.00 metri propone il seguente fattore riduttivo:

$$r_\gamma = 1 - 0.25 \cdot \log_{10} \left(\frac{B}{2} \right) \quad \text{dove "B" va espresso in metri.}$$

Questa relazione risulta particolarmente utile per fondazioni larghe con rapporto D/B basso (platee e simili), caso nel quale il terzo termine dell'equazione trinomia è predominante.

Nel caso di carico eccentrico, il Meyerhof, consiglia di ridurre le dimensioni della superficie di contatto (A_i) tra fondazione e terreno (B, L) in tutte le formule del calcolo del carico limite. Tale riduzione è espressa dalle seguenti relazioni:

$B_{rid} = B - 2 \cdot e_B$ $L_{rid} = L - 2 \cdot e_L$ dove e_B, e_L sono le eccentricità relative alle dimensioni in esame.

L'equazione trinomia del carico limite può essere risolta secondo varie formulazioni, di seguito si riportano quelle che sono state implementate:

Formulazione di Hansen (1970) :

$$N_q = tg^2 \left(\frac{90^\circ + \varphi}{2} \right) \cdot e^{\pi \cdot tg(\varphi)} \quad N_\gamma = 1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot tg(\varphi) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot ctg(\varphi)$$

- se $\varphi \neq 0$ si ha:

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot tg(\varphi) \quad s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{L} \quad s_c = 1 + \frac{N_q \cdot B}{N_c \cdot L}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot tg(\varphi) \cdot (1 - \sin(\varphi))^2 \cdot \Theta \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

dove: se $\frac{D}{B} \leq 1 \Rightarrow \Theta = \frac{D}{B}$, se $\frac{D}{B} > 1 \Rightarrow \Theta = \arctg\left(\frac{D}{B}\right)$

$$i_q = \left[1 - \frac{0.5 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot ctg(\varphi)} \right]^{\alpha_1} \quad i_\gamma = \left[1 - \frac{0.7 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot ctg(\varphi)} \right]^{\alpha_2} \quad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

- se $\varphi = 0$ si ha:

$$s_q = 1.0 \quad s_\gamma = 1.0 \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_q = 1.0 \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$i_q = 1.0 \quad i_\gamma = 1.0 \quad i_c = 0.5 \cdot \left(1 + \sqrt{1 - \frac{H}{A_f \cdot c_a}} \right)$$

Formulazione di Vesic (1975) :

$$N_q = tg^2 \left(\frac{90^\circ + \varphi}{2} \right) \cdot e^{\pi \cdot tg(\varphi)} \quad N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot tg(\varphi) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot ctg(\varphi)$$

- se $\varphi \neq 0$ si ha:

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot tg(\varphi) \quad s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{L} \quad s_c = 1 + \frac{N_q \cdot B}{N_c \cdot L}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot tg(\varphi) \cdot (1 - \sin(\varphi))^2 \cdot \Theta \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

dove: se $\frac{D}{B} \leq 1 \Rightarrow \Theta = \frac{D}{B}$, se $\frac{D}{B} > 1 \Rightarrow \Theta = \arctg\left(\frac{D}{B}\right)$

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot ctg(\varphi)} \right]^m \quad i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot ctg(\varphi)} \right]^{m+1} \quad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

dove: $m = m_B = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}}$ $m = m_L = \frac{2 + \frac{L}{B}}{1 + \frac{L}{B}}$

- se $\varphi = 0$ si ha:

$$s_q = 1.0 \quad s_\gamma = 1.0 \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_q = 1.0 \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$i_q = 1.0 \quad i_\gamma = 1.0 \quad i_c = 1 - \frac{m \cdot H}{A_f \cdot c_a \cdot N_c}$$

Formulazione di Brinch-Hansen :

$$N_q = tg^2 \left(\frac{90^\circ + \varphi}{2} \right) \cdot e^{\pi \cdot tg(\varphi)} \quad N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot tg(\varphi) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot ctg(\varphi)$$

- se $\varphi \neq 0$ si ha:

$$s_q = 1 + 0.1 \cdot \frac{B \cdot (1 + \sin(\varphi))}{L \cdot (1 - \sin(\varphi))} \quad s_\gamma = 1 + 0.1 \cdot \frac{B \cdot (1 + \sin(\varphi))}{L \cdot (1 - \sin(\varphi))} \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B \cdot (1 + \sin(\varphi))}{L \cdot (1 - \sin(\varphi))}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot tg(\varphi) \cdot (1 - \sin(\varphi))^2 \cdot \Theta \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot tg(\varphi)}$$

$$\text{dove: se } \frac{D}{B} \leq 1 \Rightarrow \Theta = \frac{D}{B}, \text{ se } \frac{D}{B} > 1 \Rightarrow \Theta = \arctg\left(\frac{D}{B}\right)$$

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot ctg(\varphi)} \right]^m \quad i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot ctg(\varphi)} \right]^{m+1} \quad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$\text{dove: } m = m_B = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}} \quad m = m_L = \frac{2 + \frac{L}{B}}{1 + \frac{L}{B}}$$

- se $\varphi = 0$ si ha:

$$s_q = 1.0 \quad s_\gamma = 1.0 \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_q = 1.0 \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$i_q = 1.0 \quad i_\gamma = 1.0 \quad i_c = 1 - \frac{m \cdot H}{A_f \cdot c_a \cdot N_c}$$

Formulazione Eurocodice 7 :

$$N_q = tg^2 \left(\frac{90^\circ + \varphi}{2} \right) \cdot e^{\pi \cdot tg(\varphi)} \quad N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot tg(\varphi) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot ctg(\varphi)$$

- se $\varphi \neq 0$ si ha:

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot \sin(\varphi) \quad s_\gamma = 1 - 0.3 \cdot \frac{B}{L} \quad s_c = \frac{s_q \cdot (N_q - 1)}{N_q - 1}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot tg(\varphi) \cdot (1 - \sin(\varphi))^2 \cdot \Theta \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$\text{dove: se } \frac{D}{B} \leq 1 \Rightarrow \Theta = \frac{D}{B}, \text{ se } \frac{D}{B} > 1 \Rightarrow \Theta = \arctg\left(\frac{D}{B}\right)$$

- se H è parallela al lato B si ha:

$$i_q = \left[1 - \frac{0.7 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot ctg(\varphi)} \right]^3 \quad i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot ctg(\varphi)} \right]^3 \quad i_c = \frac{i_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1}$$

- se H è parallela al lato L si ha:

$$i_q = 1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot ctg(\varphi)} \quad i_\gamma = 1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot ctg(\varphi)} \quad i_c = \frac{i_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1}$$

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 
	<p>IG51-01-E-CV-CL-CA22-01-101-A00.DOC Relazione di calcolo delle strutture</p> <p style="text-align: right;">Foglio 49 di 72</p>

- se $\varphi = 0$ si ha:

$$s_q = 1.0 \quad s_\gamma = 1.0 \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_q = 1.0 \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$i_q = 1.0 \quad i_\gamma = 1.0 \quad i_c = 0.5 \cdot \left(1 + \sqrt{1 - \frac{H}{A_f \cdot c_a}} \right)$$

Si ricorda che, per le relazioni sopra riportate, nel caso in cui $\varphi = 0 \Rightarrow N_q = 1.0, N_\gamma = 1.0$ e $N_c = 2 + \pi$. Il significato dei termini presenti nelle relazioni su descritte è il seguente:

- V componente verticale del carico agente sulla fondazione;
- H componente orizzontale del carico agente sulla fondazione (sia lungo B che lungo L);
- c_a adesione fondazione-terreno (valore variabile tra il 60% e 100% della coesione);
- α_1, α_2 esponenti di potenza che variano tra 2 e 5.

Nel caso in cui il cuneo di fondazione è interessato da falda idrica, il valore di γ_2 nella formula trinomia assume la seguente espressione:

$$\gamma_2 = \frac{\gamma \cdot z + \gamma_{sat} \cdot (h_c - z)}{h_c} \quad h_c = \frac{B}{2} \cdot \operatorname{tg} \left(\frac{90 + \varphi}{2} \right)$$

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- γ è il peso per unità di volume del terreno sottostante il piano di posa;
- γ_{sat} è il peso per unità di volume saturo del terreno sottostante il piano di posa;
- z è la profondità della falda dal piano di posa;
- h_c è l'altezza del cuneo di rottura della fondazione.

Tutto ciò descritto è valido nell'ipotesi di terreno con caratteristiche geotecniche omogenee. Nella realtà i terreni costituenti il piano di posa delle fondazioni sono quasi sempre composti o comunque riconducibili a formazioni di terreno omogenee di spessore variabile che si sovrappongono (caso di terreni stratificati). In queste condizioni l'algoritmo implementato è il seguente:

- viene determinata l'altezza del cuneo di rottura in funzione delle caratteristiche geotecniche degli strati attraversati, quindi si determinano il numero degli strati interessati da esso;
- in corrispondenza di ogni superficie di separazione, partendo da quella immediatamente sottostante il piano di posa della fondazione e fino a raggiungere l'altezza del cuneo di rottura, viene determinata la capacità portante di ogni singolo strato come somma di due valori. Il primo valore scaturisce dall'applicazione della formula trinomia alla quota *iesima* dello strato, il secondo deriva dalla resistenza al punzonamento del terreno sovrastante lo strato in esame;
- il minimo dei valori come sopra determinati sarà assunto come valore massimo della capacità portante della fondazione stratificata.

In forma analitica il procedimento su esposto può essere formulato nel seguente modo:

$$q'_{ult} = [q''_{ult} + q_{resT}]_{\min} = \left[q''_{ult} + \frac{p}{A_f} (P_V \cdot K_S \cdot \operatorname{tg}(\varphi) + d \cdot c) \right]_{\min}$$

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- q''_{ult} è il carico limite per un'ipotetica fondazione posta alla quota dello strato interessato;
- p è il perimetro della fondazione;
- P_V è la spinta verticale del terreno dal piano di posa allo strato interessato;
- K_S è il coefficiente di spinta laterale del terreno;
- d è la distanza dal piano di posa allo strato interessato.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-01-E-CV-CL-CA22-01-101-A00.DOC Relazione di calcolo delle strutture

3.3. VERIFICA A ROTTURA PER SCORRIMENTO DI FONDAZIONI SUPERFICIALI :

Se il carico applicato alla base della fondazione non è normale alla stessa, bisogna effettuare anche una verifica per rottura a scorrimento. Rispetto al collasso per scorrimento la resistenza offerta dal sistema fondale viene valutata come somma di due componenti, la prima derivante dall'attrito fondazione-terreno, la seconda derivante dall'adesione. In generale oltre alle due componenti ora citate può essere tenuto in conto anche l'effetto della spinta passiva del terreno di ricoprimento esercita sulla fondazione, questa però fino ad un massimo del 30%. In forma analitica il procedimento su esposto può essere formulato nel seguente modo:

$$T_{Sd} \leq T_{Rd} = N_{Sd} \cdot tg(\delta) + A_f \cdot c_a + S_p \cdot f_{Sp}$$

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- T_{Sd} componente orizzontale del carico agente sulla fondazione (sia lungo B che lungo L);
- N_{Sd} componente verticale del carico agente sulla fondazione;
- c_a adesione fondazione-terreno (valore variabile tra il 60% e 100% della coesione);
- δ angolo d'attrito fondazione-terreno (valore variabile tra il 60% e 100% della coesione);
- S_p spinta passiva del terreno di ricoprimento della fondazione;
- f_{Sp} percentuale di partecipazione della spinta passiva;
- A_f superficie di contatto del piano di posa della fondazione.

Va da se che tale tipo di verifica deve essere effettuata sia per componenti taglianti parallele al lato della base che per quelle ortogonali.

3.4. DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI INDOTTE NEL TERRENO :

Ai fini del calcolo dei cedimenti è essenziale conoscere lo stato tensionale indotto nel terreno a varie profondità da un carico applicato in superficie. Tale determinazione viene eseguita ipotizzando che il terreno si comporti come un mezzo continuo, elastico-lineare, omogeneo e isotopo. Tale assunzione, utilizzata per la determinazione della variazione delle tensioni verticali dovuta all'applicazione di un carico in superficie, è confortata dalla letteratura (Morgenstern e Phukan) perché la non linearità del materiale poco influenza la distribuzione delle tensioni verticali. Per ottenere un profilo verticale di pressioni si possono utilizzare tre metodi di calcolo; il primo è il **metodo di Boussinesq**, il secondo è il **metodo di Westergaard** e infine il terzo è il **metodo di Mindlin**, tutti basati sulla teoria del continuo elastico. Il secondo metodo differisce dal primo per la presenza del coefficiente di Poisson "u", quindi meglio si adatta ai terreni stratificati. Il terzo metodo differisce dai primi due per la possibilità di posizionare il carico all'interno del continuo elastico (i primi due pongono il carico esclusivamente sulla frontiera), quindi meglio si presta al caso di fondazioni poste a una profondità di una certa importanza (il metodo risulta equivalente a quello di Boussinesq nel caso di fondazioni poste sulla frontiera del continuo elastico). L'algoritmo implementato, basandosi sulle ben note equazioni ricavate per un carico puntiforme, cioè:

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG51-01-E-CV-CL-CA22-01-101-A00.DOC Relazione di calcolo delle strutture	Foglio 51 di 72

$$\text{Boussinesq} \Rightarrow \Delta\sigma_v = \frac{3 \cdot Q \cdot z^3}{2 \cdot \pi \cdot (r^2 + z^2)^{\frac{5}{2}}} \quad \text{Westergaard} \Rightarrow \Delta\sigma_v = \frac{Q}{2 \cdot \pi \cdot z^2} \cdot \frac{\sqrt{1-2 \cdot \nu}}{\sqrt{2-2 \cdot \nu}} \cdot \left(\frac{1-2 \cdot \nu}{2-2 \cdot \nu} + \frac{r^2}{z^2} \right)^{\frac{3}{2}}$$

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

- Q carico puntiforme applicato sulla frontiera del mezzo;
- r proiezione orizzontale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame;
- z proiezione verticale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame.

$$\text{Mindlin} \Rightarrow \Delta\sigma_v = \frac{Q}{8 \cdot \pi \cdot (1-\nu) \cdot D^2} \left(\frac{(1-2 \cdot \nu) \cdot (m-1)}{A^3} + \frac{(1-2 \cdot \nu) \cdot (m-1)}{B^3} - \frac{3 \cdot (m-1)^3}{A^5} - \frac{30 \cdot m \cdot (m+1)^3}{B^7} - \frac{3 \cdot (3-4 \cdot \nu) \cdot m \cdot (m+1)^2 - 3 \cdot (m+1) \cdot (5 \cdot m-1)}{B^5} \right)$$

$$n = \frac{r}{D}; \quad m = \frac{z}{D}; \quad A^2 = n^2 + (m-1)^2; \quad B^2 = n^2 + (m+1)^2$$

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

- Q carico puntiforme applicato sulla frontiera o all'interno del mezzo;
- D proiezione verticale della distanza del punto di applicazione del carico dalla frontiera del mezzo;
- r proiezione orizzontale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame;
- z proiezione verticale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame.

esegue un'integrazione, delle equazioni di cui sopra, lungo la verticale di ogni punto notevole degli elementi fondali, estesa a tutte le aree di carico presenti sulla superficie del terreno; il tutto al fine della determinazione della variazione dello stato tensionale verticale " $\Delta\sigma_v$ ". Una nota esplicativa va fatta sul valore da assegnare a " Q ", esso va definito, nel caso di pressione, come "pressione netta" ossia la pressione in eccesso rispetto a quella geostatica esistente, che può essere sopportata con sicurezza alla profondità " D " del piano di posa delle fondazioni, questo perché i cedimenti sono causati solo da incrementi netti di pressione che si aggiungono all'esistente pressione geostatica.

3.5. SIMBOLOGIA ADOTTATA NEI TABULATI DI CALCOLO :

Di seguito, per maggior chiarezza nella lettura dei tabulati di calcolo, viene riportata la descrizione dei simboli principali utilizzati nella stesura degli stessi. Per comodità di lettura la legenda è suddivisa in paragrafi con la stessa modalità in cui sono stampati i tabulati di calcolo.

Dati geometrici degli elementi costituenti le fondazioni superficiali :

per tipologie travi e plinti superficiali:

- Indice Strat. indice della stratigrafia associata all'elemento;
- Prof. Fon. profondità del piano di posa dell'elemento dal piano campagna;
- Base larghezza della sezione trasversale dell'elemento;
- Altezza altezza della sezione trasversale dell'elemento;
- Lung. Elem. dimensione dello sviluppo longitudinale dell'elemento;

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-01-E-CV-CL-CA22-01-101-A00.DOC Relazione di calcolo delle strutture
	Foglio 52 di 72

- Lung. Travata nel caso in cui l'elemento è un sottoinsieme di elementi costituenti lo stesso allineamento, rappresenta la dimensione dello sviluppo longitudinale dell'insieme.

per tipologia platea:

- Indice Strat. indice della stratigrafia associata all'elemento;
- Prof. Fon. profondità del piano di posa dell'elemento dal piano campagna;
- Dia. Eq. diametro del cerchio equivalente alla superficie dell'elemento;
- Spessore spessore dell'elemento;
- Superficie superficie dell'elemento;
- Vert. Elem. Numero dei vertici che costituiscono l'elemento;
- Macro nel caso in cui l'elemento è un sottoinsieme di elementi costituenti un'unica macrostruttura, rappresenta il numero identificativo della stessa.

Nel caso in cui si è scelto di determinare la portanza anche per gli elementi platea viene riportata un ulteriore elemento nel quale sono riportate le caratteristiche geometriche del plinto equivalente alla Macro in esame.

Dati di carico degli elementi costituenti le fondazioni superficiali :

per tipologie travi e plinti superficiali:

- Cmb numero della combinazione di carico (nel caso che essa sia di S.L.U. è riportata la tipologia);
- Tipologia tipologia della combinazione di carico;
- Sismica flag per l'applicazione della riduzione sismica alle caratteristiche meccaniche del terreno di fondazione per la combinazione di carico in esame;
- Ecc. B valore dell'eccentricità del carico Normale agente sul piano di fondazione nella direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento;
- Ecc. L valore dell'eccentricità del carico Normale agente sul piano di fondazione nella direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento;
- S.Taglio B valore dello sforzo di taglio agente sul piano di fondazione nella direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento;
- S.Taglio L valore dello sforzo di taglio agente sul piano di fondazione nella direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento;
- S.Normale valore del carico Normale agente sul piano di fondazione;
- T.T.min minimo valore della distribuzione tensionale di contatto tra terreno ed elemento fondale;
- T.T.max massimo valore della distribuzione tensionale di contatto tra terreno ed elemento fondale.

per tipologia platea:

- Cmb numero della combinazione di carico (nel caso che essa sia di S.L.U. è riportata la tipologia);
- Tipologia tipologia della combinazione di carico;
- Sismica flag per l'applicazione della riduzione sismica alle caratteristiche meccaniche del terreno di fondazione per la combinazione di carico in esame;
- Press. N1 valore della tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 1 dell'elemento;
- Press. N2 valore della tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 2 dell'elemento;
- Press. N3 valore della tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 3 dell'elemento;
- Press. N4 valore della tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 4

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 
	<p>IG51-01-E-CV-CL-CA22-01-101-A00.DOC Relazione di calcolo delle strutture</p> <p style="text-align: right;">Foglio 53 di 72</p>

dell'elemento;

- S.Taglio X valore dello sforzo di taglio agente sul piano di fondazione nella direzione parallela all'asse X del riferimento globale;
- S.Taglio Y valore dello sforzo di taglio agente sul piano di fondazione nella direzione parallela all'asse Y del riferimento globale.

Nel caso in cui si è scelto di determinare la portanza anche per gli elementi platea viene riportata un ulteriore elemento nel quale sono riportate le Macro Azioni (integrale delle azioni applicate sui singoli elementi platea) del plinto equivalente alla Macro in esame.

Valori di calcolo della portanza per fondazioni superficiali :

- Cmb numero della combinazione di carico (nel caso che essa sia di S.L.U. è riportata la tipologia);
- Strato Rot. strato nel quale si attinge il minor valore di portanza rispetto al numero di strati interessati dal cuneo di rottura;
- Ver.TB valore limite della resistenza a scorrimento nella direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento;
- S.T.B / TB rapporto tra lo sforzo di taglio agente e il valore limite della resistenza a scorrimento nella direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento (verifica positiva se il rapporto è < 1.0);
- Ver.TL valore limite della resistenza a scorrimento nella direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento;
- S.T.L / TL rapporto tra lo sforzo di taglio agente e il valore limite della resistenza a scorrimento nella direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento (verifica positiva se il rapporto è < 1.0);
- Sgm. Lt. tensione litostatica agente alla quota del piano di posa dell'elemento fondale;
- Qlim q valore del termine relativo al sovraccarico nella formula trinomia per il calcolo della capacità portante (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile);
- Qlim g valore del termine relativo alla larghezza della base di fondazione nella formula trinomia per il calcolo della capacità portante (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile);
- Qlim c valore del termine relativo alla coesione nella formula trinomia per il calcolo della capacità portante (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile);
- Qres T valore della capacità portante relativo alla resistenza al punzonamento del terreno sovrastante lo strato di rottura. Tale valore risulta non nullo nel caso di terreni stratificati dove lo strato di rottura è diverso dal primo (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile);
- QLIM valore della capacità portante totale quale somma di Qlim q, Qlim g, Qlim c e di Qres T (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla portanza ammissibile);
- T.T. / QLIM rapporto tra il massimo valore della distribuzione tensionale di contatto tra terreno ed elemento fondale e il valore della capacità portante (verifica positiva se il rapporto è < 1.0).

Nel caso in cui si è scelto di determinare la portanza anche per gli elementi platea viene riportata un ulteriore elemento nel quale sono riportate le verifiche di portanza del plinto equivalente alla Macro in esame.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-01-E-CV-CL-CA22-01-101-A00.DOC Relazione di calcolo delle strutture
	Foglio 54 di 72

Valori di calcolo dei cedimenti per fondazioni superficiali :

- Cmb numero della combinazione di carico e tipologia;
- Nodo vertice dell'elemento in cui viene calcolato il cedimento;
- Car. Netto valore del carico netto applicato sulla superficie del terreno;
- Cedimento/i valore del cedimento (nel caso di calcolo di cedimenti elastici i valori riportati sono due, il primo corrisponde al cedimento $w_{imp.}$, mentre il secondo al cedimento $w_{Lib.}$).

3.6. TABULATI DI CALCOLO :

PARAMETRI DI CALCOLO :

Metodi di calcolo della portanza per fondazioni superficiali :

Per terreni sciolti: Vesic
Per terreni lapidei: Terzaghi

Combinazioni di carico da approccio progettuale TIPO 2

Fattori utilizzati per il calcolo della portanza per fondazioni superficiali :

Riduzione dimensioni per eccentricità : Si
Fattori di forma della fondazione : Si
Fattori di profondità del piano di posa : Si
Fattori di inclinazione del carico : Si
Fattori di punzonamento (Vesic) : Si
Fattore riduzione effetto piastra (Bowles) : Si
Fattore di riduzione dimensione Base equivalente platea : 20.00 %
Fattore di riduzione dimensione Lunghezza equivalente platea : 20.00 %

Effetti inerziali (Paolucci-Pecker):

Coeff. sismico orizzontale $K_h = 0.000$
Angolo d'attrito alla quota di fond.= 20.0
Fattore correttivo $Z_c = 1.000$
Fattore correttivo $Z_q = 1.000$

Coefficienti parziali di sicurezza per Tensioni Ammissibili, SLE e SLD nel calcolo della portanza per fondazioni superficiali :

Coeff. parziale di sicurezza F_c (statico) : 2.50
Coeff. parziale di sicurezza F_q (statico) : 2.50
Coeff. parziale di sicurezza F_g (statico) : 2.50
Coeff. parziale di sicurezza F_c (sismico) : 3.00
Coeff. parziale di sicurezza F_q (sismico) : 3.00
Coeff. parziale di sicurezza F_g (sismico) : 3.00

Coefficienti parziali di sicurezza per SLU nel calcolo della portanza per fondazioni superficiali :

Coeff. parz. di sicurezza Prop. Materiali per $\tan(\phi)$ (statico) : 1.25
Coeff. parz. di sicurezza Prop. Materiali per c' (statico) : 1.25
Coeff. parz. di sicurezza Prop. Materiali per C_u (statico) : 1.40
Coeff. parz. di sicurezza Prop. Materiali per $\tan(\phi)$ (sismico) : 1.25
Coeff. parz. di sicurezza Prop. Materiali per c' (sismico) : 1.25
Coeff. parz. di sicurezza Prop. Materiali per C_u (sismico) : 1.40
Coeff. R1 capacità portante : 1.00
Coeff. R2 capacità portante : 1.80
Coeff. R3 capacità portante : 2.30
Coeff. R1 scorrimento : 1.00
Coeff. R2 scorrimento : 1.10
Coeff. R3 scorrimento : 1.10

Parametri per la verifica a scorrimento delle fondazioni superficiali :

Fattore per l'adesione $6 < Ca < 10$: 8
Fattore per attrito ter.-fond. $5 < \Delta < 10$: 7

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
IG51-01-E-CV-CL-CA22-01-101-A00.DOC Relazione di calcolo delle strutture		Foglio 55 di 72

Frazione di spinta passiva f_{Sp} : 30.00 %

Metodi e parametri per il calcolo dei cedimenti delle fondazioni superficiali :

Metodo di calcolo tensioni superficiali : Boussinesq
Modalità d'interferenza dei bulbi tensionali : Sovrapposizione dei bulbi
Metodo di calcolo dei cedimenti del terreno : Cedimenti edometrici

ARCHIVIO STRATIGRAFIE :

Indice / Descrizione : 001 / Nuova stratigrafia n° 1
Numero strati : 1
Profondità falda : Assente.

Strato n°	Quota di riferimento	Spessore	Indice / Descrizione terreno	Effetto Attr. Neg.
1	da 0.0 a -1000.0 cm.	1000.0 cm.	001 / Argilla media	Assente

ARCHIVIO TERRENI :

Indice / Descrizione terreno : 001 / Argilla media
Comportamento del terreno : Condizione drenata

Peso Spec.	Peso Spec. Sat.	Angolo Res.	Coesione	Coes. non Dren.	Mod. Edo.	Mod. Ela.	Poisson	D.R.	RQD	C. Ades.
daN/cm ³	daN/cm ³	Gradi (°)	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²		%	%	
1.900 E-3	2.000 E-3	27.000	0.000	0.200	200.000	100.000	0.500	60.0	0.0	1.00

DATI GEOMETRICI DEGLI ELEMENTI COSTITUENTI LE FONDAZIONI SUPERFICIALI :

Elemento	Tipologia	Indice Strat.	Prof. Fon.	Base	Altezza	Lung. Elem.	Lung. Travata
		n°	cm	cm	cm	cm	cm
PLINTO N° 1	Plinto	001	150.00	280.00	150.00	280.00	280.00
PLINTO N° 3	Plinto	001	200.00	380.00	200.00	380.00	380.00

VALORI DI CALCOLO DELLA PORTANZA PER FONDAZIONI SUPERFICIALI :

N.B. La relazione è redatta in forma sintetica. Verranno riportate le sole combinazioni maggiormente gravose per ogni verifica.

ELEMENTO : PLINTO N° 1

Cmb	Tipologia	Sismica	Ecc. B	Ecc. L	S. Taglio B	S. Taglio L	S. Normale	T.T. min	T.T. max
n°			cm	cm	daN	daN	daN	daN/cm ²	daN/cm ²
001	SLU STR	No	0.0	-64.5	0.0	1300.0	-28000.0	0.000	-0.880

Cmb	Strato Rot.	Ver. TB	S.T.B / TB	Ver. TL	S.T.L / TL	Sgm. Lt.	Qlim q	Qlim g	Qlim c	Qres T	QLIM	T.T. / QLIM
n°	n°	daN		daN		daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	
001/SLU STR 1 di 1		13061.7	0.000	13061.7	0.100	-0.285	-2.673	-0.859	0.000	0.000	-3.532	0.249

ELEMENTO : PLINTO N° 3

Cmb	Tipologia	Sismica	Ecc. B	Ecc. L	S. Taglio B	S. Taglio L	S. Normale	T.T. min	T.T. max
n°			cm	cm	daN	daN	daN	daN/cm ²	daN/cm ²
001	SLU STR	No	0.0	-62.4	0.0	2400.0	-67620.0	-0.007	-0.930

Cmb	Strato Rot.	Ver. TB	S.T.B / TB	Ver. TL	S.T.L / TL	Sgm. Lt.	Qlim q	Qlim g	Qlim c	Qres T	QLIM	T.T. / QLIM
n°	n°	daN		daN		daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	
001/SLU STR 1 di 1		31534.0	0.000	31534.0	0.076	-0.380	-3.617	-1.158	0.000	0.000	-4.775	0.195

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-01-E-CV-CL-CA22-01-101-A00.DOC Relazione di calcolo delle strutture
	Foglio 56 di 72

4. BARRIERE ANTIRUMORE - FONDAZIONI E MONTANTI

4.1. PREMESSA

La presente relazione ha come oggetto la verifica dei montanti e delle fondazioni a sostegno delle barriere fonoassorbenti del Cantiere Operativo pernigotti COP6.

4.2. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI E SOLLECITAZIONI AMMISSIBILI

Calcestruzzo per fondazioni delle pensiline a sbalzo

Resistenza caratteristica a compressione (cubica)	$R_{ck} \geq 30 \text{ MPa}$
Resistenza ammissibile a compressione	$\sigma_{c,amm} = 9.75 \text{ MPa}$
Resistenza ammissibile a taglio	$\tau_{c0} = 0.60 \text{ MPa}$
	$\tau_{c1} = 1.82 \text{ MPa}$

Acciaio da cemento armato normale

Barre ad aderenza migliorata	B450C
Snervamento	$f_{yk} \geq 430 \text{ MPa}$
Rottura	$f_{tk} \geq 540 \text{ MPa}$
Resistenza ammissibile	$\sigma_{s,amm} = 255 \text{ MPa}$

Acciai da carpenteria

Acciaio per montanti metallici saldati	Tipo S275J0 UNI EN 10025
	$\sigma_{adm} = 190 \text{ MPa}$ (Spessore $\leq 40\text{mm}$)
	$\sigma_{adm} = 170 \text{ MPa}$ (Spessore $> 40\text{mm}$)

Tirafondi

Barre interamente filettate con filettatura metrica ISO a passo grosso, di caratteristiche meccaniche equivalenti o superiori alla classe 8.8 secondo UNI EN ISO 898 parte I.

$f_t = 800 \text{ Mpa}$
$f_y = 640 \text{ MPa}$
$\sigma_{b,adm} = 373 \text{ MPa}$
$\tau_{b,adm} = 264 \text{ MPa}$

4.3. CARATTERISTICHE DEL TERRENO

Per il terreno di fondazione si utilizzano i seguenti valori:

$$\begin{aligned} \gamma &= 20 \text{ kN/mc} && \text{Peso di volume} \\ \phi &= 35^\circ && \text{Angolo di attrito interno} \\ c' &= 0 \end{aligned}$$

I calcoli verranno condotti considerando la falda assente.

4.4. VERIFICA DELLA TRAVE DI FONDAZIONE

4.4.1. Analisi dei carichi

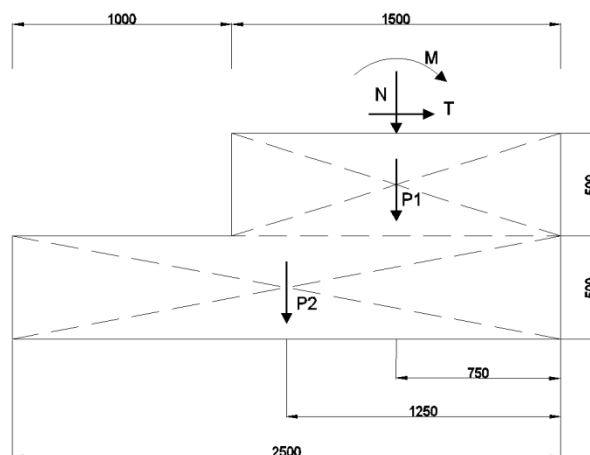
I montanti, di altezza 6.00m e interasse massimo di 3.00m, sono realizzati con un profilo HE220A.

I montanti sono soggetti, oltre che al peso proprio (0.50 kN/m) e al peso dei pannelli fonoassorbenti (valutato pari a 0.10kN/m²), al carico orizzontale pari a 1.30 kN/m².

Le sollecitazioni agenti alla base, valutata a metro lineare, sono:

$$\begin{aligned} M &= 23.4 \text{ kNm;} \\ T &= 7.80 \text{ kN;} \\ N &= 1.60 \text{ kN.} \end{aligned}$$

Nella figura seguente si riportano le sollecitazioni agenti sulla struttura.



$$P1 = 18.75 \text{ kN}$$

$$P2 = 31.25 \text{ Kn}$$

4.4.2. Verifiche sulla stabilità globale del plinto

Verifica al ribaltamento

$$M_{\text{stab}} = (1.60 + 18.75) \cdot 0.75 + 31.25 \cdot 1.25 = 54.32 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{rib}} = 23.40 + 7.80 \cdot 1.00 = 31.20 \text{ kNm}$$

$$F_s = 1.74 > 1.50$$

Verifica allo scorrimento

Assumendo $\mu = \tan(\phi/2) = 0.31$, si ha:

$$T_{\text{res}} = (1.60 + 18.75 + 31.25) \cdot 0.31 = 15.99 \text{ kN}$$

$$T = 7.80 \text{ kN}$$

$$F_s = 2.05 > 1.30$$

Verifica a schiacciamento o capacità portante (metodo di Brinch-Hansen)

I calcoli verranno condotti considerando un angolo di attrito pari a $\phi=35^\circ$; a vantaggio di sicurezza l'affondamento della fondazione si considera nullo.

I risultati sono esposti nella tabella seguente:

Verifica capacità portante per fondazioni dirette (Brinch Hansen, 1970)

TRAVE

γ (kN/m ³) =	20.0	peso di volume totale del terreno
γ' (kN/m ³) =	10.0	peso di volume efficace del terreno
ϕ' (°) =	35	angolo di resistenza al taglio
z_w (m) =	5.0	dist. quota falda-quota imposta fondazione (>0 falda più bassa di fond.)
β_B (°) =	0.0	inclinazione del piano campagna in direzione del lato B
β_L (°) =	0.0	inclinazione del piano campagna in direzione del lato L
γ'_{cB} (kN/m ³) =	10.0	peso di volume di calcolo del terreno in direzione B
γ'_{cL} (kN/m ³) =	10.0	peso di volume di calcolo del terreno in direzione L
B (m) =	2.50	lato minore della fondazione
L (m) =	3.00	lato maggiore della fondazione
H (m) =	0.50	spessore della fondazione (utilizzato nel calcolo solo se Z>0)
γ_{cfs} (kN/m ³) =	25.0	peso di volume del terreno (utilizzato nel calcolo solo se Z>0)
$N_{\text{fondazione}}$ (kN) =	94	peso del plinto di fondazione (utilizzato solo se Z>0)
D (m) =	0.00	approfondimento della fondazione da p.c.
Z (m) =	1.00	distanza tra il centro di carico e quota intradosso fondazione
P terreno (kN)	0	peso del terreno di ricoprimento (attivo sempre)
q' (kPa) =	0.00	pressione verticale efficace agente alla quota di imposta della fondazione
FS (-) =	2.00	fattore di sicurezza minimo richiesto

Verifica capacità portante per fondazioni dirette (Brinch Hansen, 1970)**TRAVE**

Condizione di carico	Carichi strutturali					Carichi di calcolo (intradosso fondazione)				
	N (kN)	H _{B'} (kN)	M _{B'} (kNm)	H _{L'} (kN)	M _{L'} (kNm)	N (kN)	H _{B'} (kN)	M _{B'} (kNm)	H _{L'} (kN)	M _{L'} (kNm)
1	61.05	23.40	70.20	0.00	0.00	154.80	23	93.60	0	0

Verifica capacità portante per fondazioni dirette (Brinch Hansen, 1970)**TRAVE**

Condizione di carico	N _γ (-)	N _q (-)	i _{γB'} (-)	i _{qB'} (-)	i _{γL'} (-)	i _{qL'} (-)	s _{γB'} (-)	s _{qB'} (-)	s _{γL'} (-)	s _{qL'} (-)	d _{γB'} (-)	d _{γL'} (-)	d _{qB'} (-)	d _{qL'} (-)	g _{γB'} (-)	g _{γL'} (-)	g _{qB'} (-)	g _{qL'} (-)
1	33.92	33.30	0.572	0.675	1.000	1.000	0.902	1.167	0.600	2.333	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000

Verifica capacità portante per fondazioni dirette (Brinch Hansen, 1970)**TRAVE**

Condizione di carico	Risultati																	
	e _B (m)	e _L (m)	B' (m)	L' (m)	q _{lim γ 1} (kPa)	q _{lim q 1} (kPa)	q _{lim 1} (kPa)	q _{lim γ 2} (kPa)	q _{lim q 2} (kPa)	q _{lim 2} (kPa)	q ₁ (kPa)	q ₂ (kPa)	q ₃ (kPa)	q ₄ (kPa)	q _{media} (kPa)	q _{amm} (kPa)	q _{Mey.} (kPa)	FS (-)
1	0.60	0.00	1.29	3.00	113	0	113	305	0	305	51	51	-9	-9	21	56	40	2.82

Verifica capacità portante per fondazioni dirette (Brinch Hansen, 1970)**TRAVE**

Condizione di carico	e _B (m)	e _L (m)	B' (m)	L' (m)	q _{lim} (kPa)	q _{media} (kPa)	q _{amm} (kPa)	q _{Mey.} (kPa)	FS (-)
1	0.60	0.00	1.29	3.00	113	21	56	40	2.82

Il fattore di sicurezza minimo è pari a 2.82

Il massimo valore di q_{media} è pari a 21 kPaIl massimo valore di e_B è pari a 0.60 mIl massimo valore di e_L è pari a 0.00 m

4.4.3. Verifiche di resistenza

Calcolo delle azioni

Si hanno nel baricentro dell'estradosso della fondazione le seguenti sollecitazioni:

$$P = 1.60 + 18.75 + 31.25 = 51.60 \text{ kN}$$

$$T = 7.80 \text{ kN}$$

$$M = 23.40 + 7.80 \cdot 1.00 + (1.60 + 18.75) \cdot 0.50 = 41.375 \text{ kNm}$$

$$e = 41.375 / 51.60 = 0.80 \text{ m} > b/6 = 0.42 \text{ m}$$

La risultante delle forze cade all'esterno del nocciolo di inerzia, la fondazione è parzializzata.

Verifica C.A. S.L.U. - File: fondazione

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. ?

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	250

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Sd} 51.6 kN
M_{xSd} 41.375 kNm
M_{ySd} 0

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Materiali

B450C C25/30

ε_{su} ‰ ε_{cu} ‰
f_{yd} N/mm² f_{cd} N/mm²
E_s N/mm² α ?
E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
ε_{syd} ‰ σ_{c,adm} N/mm²
σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} τ_{c1}

σ_c N/mm²
σ_s N/mm²
ε_s ‰
d cm
x x/d δ

Verifica

N° iterazioni:

Precompresso

Si ha quindi

$$\sigma_{\max} = 0.077 \text{ MPa} = 76 \text{ kN/m}^2$$

$$h = 134 \text{ cm}$$

Verifiche di resistenza

$$R = 76 \cdot 1.00 \cdot 1.34 / 2 = 50.92 \text{ kN}$$

$$M = 50.92 \cdot 1.34 \cdot (2/3) = 45.49 \text{ kNm}$$

$$T = R = 50.92 \text{ kN}$$

A favore di sicurezza si procede alla verifica della sezione di altezza 0.50m (5+5 ϕ 14).

Verifica C.A. S.L.U. - File: fondazione_mensola

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. ?

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	50	1	10.05	6
			2	10.05	44

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Sd} kN
 M_{xSd} kNm
 M_{ySd}

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN
 yN

Materiali
 B450C C25/30
 ϵ_{su} ‰ ϵ_{cu} ‰
 f_{yd} N/mm² f_{cd} N/mm²
 E_s N/mm² α ?
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$ N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} N/mm²
 τ_{c1} N/mm²

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Verifica
 N° iterazioni:

Precompresso

$$\sigma_c = 3.35 \text{ MPa} < \sigma_{c,amm} = 9.75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 179 \text{ MPa} < \sigma_{s,amm} = 255 \text{ MPa}$$

$$\tau = T / (0.9 \cdot h \cdot B) = 0.13 \text{ MPa} < \tau_{c0} = 0.60 \text{ MPa}$$

La sezione non deve essere armata a taglio.

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 	
	<p>IG51-01-E-CV-CL-CA22-01-101-A00.DOC Relazione di calcolo delle strutture</p>	<p>Foglio 62 di 72</p>

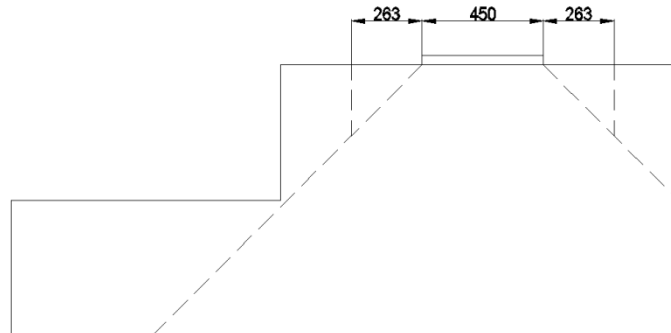
La trasmissione delle trazioni dei tirafondi al calcestruzzo del plinto viene assicurata mediante 4 staffe a 2 braccia $\phi 18$ ($A=2.54\text{cm}^2$).

$T = 6 \cdot 66600 = 399600$ N, Tiro complessivo

$\sigma_{ff} = 399600 / (4 \cdot 2 \cdot 254) = 197$ MPa < $\sigma_{s,amm} = 255$ MPa

Verifica a punzonamento

Il perimetro della superficie equivalente S_{eq} alla superficie di rottura vale:



$$P_{eq} = 4 \cdot (0.45 + 0.263 + 0.263) = 3.90 \text{ m}$$

$$S_{eq} = 3.90 \cdot 1.00 = 3.90 \text{ m}^2$$

$N = 4.80 \text{ kN}$ (si considera l'interasse massimo dei montanti pari a 3.00m).

$$\tau = N/S_{eq} = 0.012 < \tau_{c0} = 0.60 \text{ MPa}$$

Non è necessario armare a punzonamento.

<p>GENERAL CONTRACTOR</p>  <p>CODIV Consorzio Collegamenti Integrati Veloci</p>	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p>  <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>
	<p>IG51-01-E-CV-CL-CA22-01-101-A00.DOC Relazione di calcolo delle strutture</p> <p>Foglio 64 di 72</p>

4.5. VERIFICHE STRUTTURALI MONTANTI

I montanti, di altezza 6.00m e interasse massimo di 3.00m, sono realizzati con un profilo HE220A, rinforzato alla base con piastre 500x100x10mm) saldate alle ali.

Caratteristiche montante (X asse di inflessione):

- H=600mm; $J_x = 15353 \text{ cm}^4$;
 $W_x = 1460 \text{ cm}^3$;
 $A = 104.34 \text{ cm}^2$;
 $A_{anima} = 14.70 \text{ cm}^2$.
- H=5400mm; $J_x = 5410 \text{ cm}^4$;
 $W_x = 515 \text{ cm}^3$;
 $A = 64.34 \text{ cm}^2$;
 $A_{anima} = 14.70 \text{ cm}^2$.

I montanti sono soggetti, oltre che al peso proprio (0.50 kN/m) e al peso dei pannelli fonoassorbenti (valutato pari a 0.10kN/m²), al carico orizzontale pari a 1.30 kN/m².

Le sollecitazioni agenti alla base e a 0.6m dalla base sono:

- H=0m; $M = 70.20 \text{ kNm}$;
 $T = 23.40 \text{ kN}$;
 $N = 4.80 \text{ kN}$.
- H=0.60m; $M = 56.86 \text{ kNm}$;
 $T = 21.06 \text{ kN}$;
 $N = 4.32 \text{ kN}$.

4.5.1. Verifica di deformabilità e di resistenza

Deve risultare che la deformazione massima in testa al montante sia inferiore ad 1/150 dell'altezza del montante stesso. La freccia massima in testa al montante, considerando il contributo del rinforzo alla base, è pari a:

$$f_{\max} = q_{\text{tot}} \cdot [(H_1^4 / (8EJ_1) + H_1 \cdot (H_1^3 / (6EJ_1) + (H_2^4 / (8EJ_2)))] = 33.9 \text{ mm} = L / 177 < L / 150$$

I valori delle tensioni massime sul profilo metallico vengono determinati secondo le seguenti relazioni:

$$\sigma_{\max} = N/A + M/W$$

$$\tau = T/A_{\text{anima}}$$

$$\sigma_{\text{id}} = (\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2)^{0.5}$$

Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

- H=0m; $\sigma_{\max} = 48.54 \text{ MPa}$;
 $\tau = 15.91 \text{ MPa}$;

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG51-01-E-CV-CL-CA22-01-101-A00.DOC Relazione di calcolo delle strutture	Foglio 65 di 72

$$\sigma_{id} = 55.81 \text{ MPa} < \sigma_{adm} = 190 \text{ MPa}$$

2. H=0.60m;

$$\sigma_{max} = 111.08 \text{ MPa};$$

$$\tau = 14.32 \text{ MPa};$$

$$\sigma_{id} = 113.81 \text{ MPa} < \sigma_{adm} = 190 \text{ MPa}$$

4.5.2. Verifica delle saldature

Le saldature sono state dimensionate seguendo il criterio per cui bisogna ripristinare la resistenza degli elementi collegati. Per cui chiamando “ t_{min} ” lo spessore minimo fra quello degli elementi collegati e “ a ” la sezione di gola della saldatura, dovrà risultare, per unità di lunghezza del cordone e per acciaio tipo S275J2G3:

$$\sigma_{adm} \cdot t_{min} = 0.7 \cdot \sigma_{adm} \cdot 2 \cdot a \text{ da cui} \quad a = t_{min} / 1.4 \approx 0.7 \times t_{min}$$

Nel progetto si adotta tale prescrizione da cui deriva che il lato del cordone “ c ”, dovrà essere uguale a:

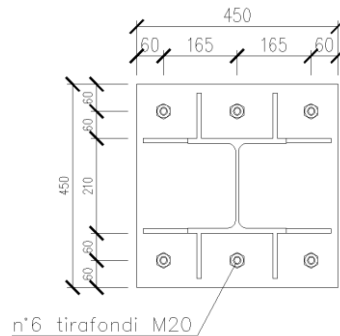
$$c = a / \cos 45^\circ = 0.7 \times t_{min} \text{ da cui} \quad c \approx t_{min}$$

Avendo dimensionato con tale criterio i cordoni di saldatura, risultano automaticamente soddisfatte le verifiche.

4.6. VERIFICHE STRUTTURALI TIRAFONDI E PIASTRE

Nei successivi paragrafi sono riportate le verifiche delle piastre e dei tirafondi di ancoraggio dei montanti. Di seguito vengono illustrati i metodi di verifica utilizzati, i risultati sono riassunti nelle tabelle finali.

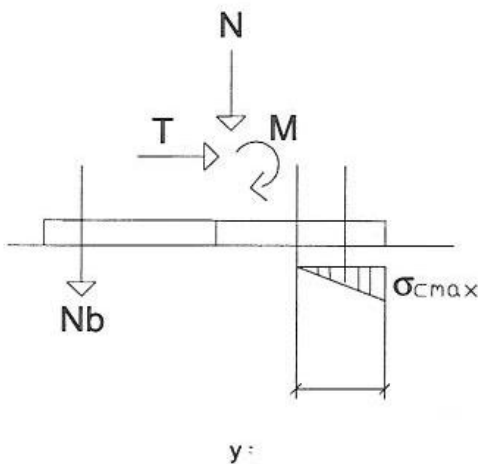
Nella figura sono riportate le geometrie considerate nella verifica.



4.6.1. Verifica dei tirafondi

Verifica di resistenza

La verifica dei tirafondi di ancoraggio è svolta in analogia alle sezioni in cemento armato. I valori delle sollecitazioni e le tensioni corrispondenti sono riportati nel seguito trascurando, in favore di sicurezza, l'azione assiale nei montanti.



Considerando una sezione in c.a. ad armatura semplice si ha:

- distanza asse neutro dal brodo compresso:

$$y = n \cdot A_b / b \cdot \{-1 + [1 + (2 \cdot b \cdot h) / (n \cdot A_b)]^{0.5}\}$$
- tensione massima di compressione sul calcestruzzo:

$$\sigma_{c,max} = 2 \cdot M / [b \cdot y \cdot (h - y/3)] < \sigma_{c,adm}$$
- tensione massima di trazione nel tirafondo:

$$\sigma_{b,max} = M / [A_b \cdot (h - y/3)] < \sigma_{b,adm}$$

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-01-E-CV-CL-CA22-01-101-A00.DOC Relazione di calcolo delle strutture
	Foglio 67 di 72

- tensione tangenziale media agente sul bullone:

$$\tau = T/A_{res}$$

$$(\tau/\tau_{b,adm})^2 + (\sigma/\sigma_{b,adm})^2 < 1$$

Il tiro sul bullone risulta uguale a:

$$N_b = \sigma_{b,max} \cdot A_{res}$$

I tirafondi dovranno essere serrati almeno al 60% di quanto riportato nelle Norme CNRUNI10011 per viti di classe 8.8 ed in particolare:

$$N_s^* = 0.60 \times N_s$$

$$T_s^* = 0.6 \times T_s$$

Verifica a taglio

Siccome le tolleranze di montaggio potrebbero non consentire un corretto trasferimento delle forze di taglio dal montante, attraverso la piastra di base, ai tirafondi, si esegue una verifica a taglio considerando una unione per attrito, cosa del resto reale perché i tirafondi vengono serrati.

La forza trasmissibile per attrito da ciascun bullone è pari a

$$V_{f,0} = \mu \cdot N_s / \gamma_f$$

dove:

μ è il coefficiente di attrito posto pari a 0.3 per superfici non particolarmente trattate.

γ_f è il coefficiente di riduzione nei confronti dello slittamento, pari quindi a 1.25.

Si deve verificare che:

$$V_{f,0} > V$$

Verifica della lunghezza di ancoraggio

La lunghezza del tirafondo viene verificata mediante il confronto tra il tiro N_b in condizioni di esercizio e lo sforzo N_s necessario per il serraggio.

I tirafondi sono annegati nel getto.

La forza di sfilamento è pari al maggiore dei due valori seguenti:

$$N_{1S} = N_s = 60\% (0.8 f_{kN} A_{res})$$

$$N_{2S} = N_b$$

La lunghezza di ancoraggio L per i tirafondi è determinata come:

$$L_{ad} = N_{s,max} / (\pi d_b \tau_{ad}) \text{ essendo } \tau_{ad} = 3 \tau_{c0} (Rck 35) = 2.00 \text{ Mpa};$$

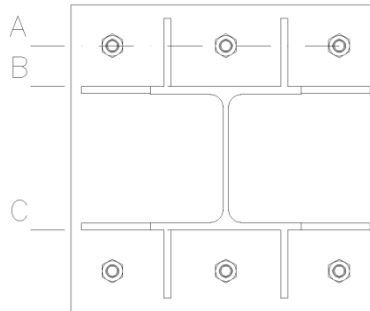
Tabelle riepilogative

Verifica di resistenza tirafondo per montante H=6.00m			
H =	6.00	m	Altezza barriera
q =	1.30	kN/m ²	Carico orizzontale
i =	3.00	m	Interasse montanti
M =	70.20	kNm	Momento alla base
V =	23.40	kNm	Taglio alla base
n° =	6		Numero tirafodi
Acciaio	classe 8.8		
Filettatura	M20		
$\sigma_{b,adm}$ =	373	MPa	
$\tau_{b,adm}$ =	264	MPa	
Rck	30	Mpa	Rck calcestruzzo muro
$\sigma_{c,amm}$ =	9.75	Mpa	
$\tau_{ad,cls}$ =	1.80	Mpa	Tensione di aderenza cls = 3* $\tau_{c,0}$
Verifica tirafondo			
ϕ =	20	mm	Diametro tirafondo
A _{res} =	245	mm ²	Area resistente tirafondo
b =	450	mm	Base piastra
H =	450	mm	Altezza piastra
d =	60	mm	Distanza tirafondi-bordo piastra
a =	60	mm	Distanza tirafondi-filo montante
p =	165		Distanza tra i bulloni
a+d =	120	mm	Distanza bordo piastra-filo montante
h =	390	mm	Altezza utile
y _c =	116	mm	Distanza asse neutro
σ_c =	7.66	MPa	Tensione di compressione sul cls < $\sigma_{c,amm}$
σ_s =	272	MPa	Tensione di trazione nel tirafondo < $\sigma_{b,adm}$
τ_s =	16	MPa	Tensione di taglio nel tirafondo < $\tau_{b,adm}$
σ_{id} =	273	MPa	Tensione ideale nel tirafondo < $\sigma_{b,adm}$
Calcolo lunghezza di ancoraggio			
N _{1s} =	65856	N	Forza di sfilamento = 0,6*0,8*f _{k,N} *A _{res}
N _{2s} =	66597	N	Forza di sfilamento = σ_s *A _{res}
L _{adT,E} =	589	mm	Lunghezza di ancoraggio
L _{tirafondo} =	590	mm	Lunghezza di ancoraggio tirafondo
Forza di serraggio e coppia di serraggio			
N _s =	66.60	kN	Forza di serraggio = N _{is,max}
T _s =	266.39	Nm	Coppia di serraggio = 0,2*N _s * ϕ
Verifica a taglio tirafondo			
V _{lim} =	95.90	kN	Sforzo di attrito = 0,3*n _b *N _s /1,25 < V

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG51-01-E-CV-CL-CA22-01-101-A00.DOC Relazione di calcolo delle strutture
	Foglio 69 di 72

4.6.2. Verifica piastre di base

Verifica per il tiro del tirafondo e determinazione dello spessore minimo



La verifica delle piastre per tiro dei tirafondi è condotta considerando lo schema statico di mensola incastrata in corrispondenza dell'ala o (sez. A-A di figura).

Si ipotizza una trasmissione degli sforzi a 45° a partire dall'asse del tirafondo fino alla sezione di verifica, determinando una larghezza efficace b_{eff} da adottare per le verifiche.

Lo sforzo di verifica è pari al maggiore dei due valori seguenti:

$$N_{1S} = N_s = 60\% (0.8 f_{kN} A_{res})$$

$$N_{2S} = N_b$$

Le sollecitazioni saranno:

$$M = N \cdot a$$

$$T = N$$

Dove a è la distanza tra l'asse del tirafondo e il filo del montante.

Fissato lo spessore s della piastra, si ottiene:

$$W = b_{eff} \cdot s^2 / 6$$

$$\sigma_{max} = M / W$$

$$\tau_{max} = 3/2 \cdot M / A$$

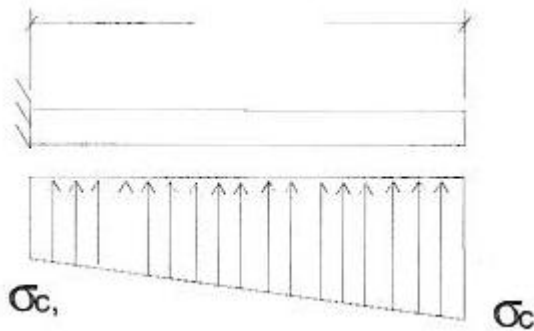
$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3\tau^2) < \sigma_{adm}$$

Verifica per compressione del cls

La verifica viene effettuata sulla piastra di base in corrispondenza della sezione in asse ai tirafondi (sez. B-B di figura) e della sezione a filo montante (sez. C-C di figura).

Sezione in asse ai tirafondi

Lo schema di calcolo è quello di mensola caricata da un carico trapezio costituito dalla pressione dovuta alla compressione sul calcestruzzo.



Detta $\sigma_{c,max}$ la pressione massima, la pressione in corrispondenza dell'asse dei tirafondi vale:

$$\sigma_{c,B} = \sigma_{c,max} \cdot (y-d)/y$$

Dove d è la distanza dal tirafondo al bordo piastra.

Il momento flettente vale:

$$M = [(\sigma_{c,B} \cdot d^2)/2 + (\sigma_{c,max} - \sigma_{c,B}) \cdot d^2/3] \cdot b$$

$$T = [(\sigma_{c,B} \cdot d)/2 + (\sigma_{c,max} - \sigma_{c,B}) \cdot d/2] \cdot b$$

Detto \varnothing il diametro del foro, le caratteristiche di resistenza della piastra sono:

$$A_B = b \cdot s - 2 \cdot \varnothing \cdot s$$

$$W_B = b \cdot s^2/6 - 2 \cdot \varnothing \cdot s^2/6$$

Le tensioni massime assumono i seguenti valori:

$$\sigma_{max} = M/W$$

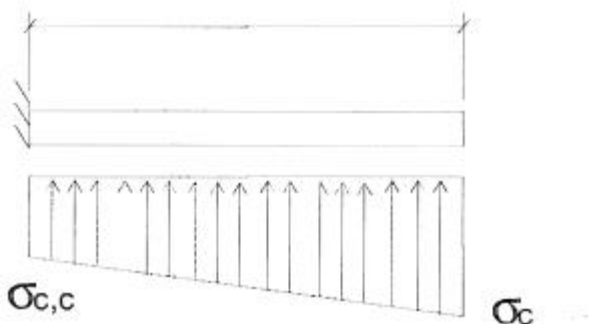
$$\tau_{max} = 3/2 \cdot M/A$$

Ed a favore di sicurezza

$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3\tau^2) < \sigma_{adm}$$

Sezione in asse a filo montante

Lo schema di calcolo è quello di mensola caricata da un carico trapezoidale costituito dalla pressione dovuta alla compressione sul calcestruzzo.



Detta $\sigma_{c,max}$ la pressione massima, la pressione in corrispondenza dell'asse del filo del montante vale:

$$\sigma_{c,C} = \sigma_{c,max} \cdot (y-(a+d))/y$$

Dove $a+d$ è la distanza dal filo montante al bordo piastra.

Il momento flettente vale:

$$M = [(\sigma_{c,B} \cdot d^2)/2 + (\sigma_{c,max} - \sigma_{c,B}) \cdot d^2/3] \cdot b$$

$$T = [(\sigma_{c,B} \cdot d)/2 + (\sigma_{c,max} - \sigma_{c,B}) \cdot d/2] \cdot b$$

Le caratteristiche di resistenza della piastra sono:

$$A_c = b \cdot s$$

$$W_c = b \cdot s^2/6$$

Le tensioni massime assumono i seguenti valori:

$$\sigma_{max} = M/W$$

$$\tau_{max} = 3/2 \cdot M/A$$

Ed a favore di sicurezza

$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3\tau^2) < \sigma_{adm}$$

Tabelle riepilogative

Verifica piastra per montante H=6.00m		
Acciaio	S275	Acciaio piastra
$\sigma_{s,adm}$ =	190 MPa	
$\tau_{s,adm}$ =	110 MPa	
Rck	30 MPa	Rck calcestruzzo muro
s =	35 mm	Spessore piastra
b =	450 mm	Base piastra
H =	450 mm	Altezza piastra
Φ =	21 mm	Diametro foro piastra
d =	60 mm	Distanza tirafondi-bordo piastra
h =	390 mm	Altezza utile
a =	60 mm	Distanza tirafondi-filo montante
p =	330 mm	Distanza tra i bulloni
a+d =	120 mm	Distanza bordo piastra-filo montante
y_c =	116 mm	Distanza asse neutro
Verifica tiro tirafondo e spessore piastra		
N_s =	66597 N	Tiro nel tirafondo
b_{eff} =	141 mm	Larghezza efficace
A_{eff} =	4935 mm ²	Area sezione efficace piastra
W_{eff} =	28788 mm ³	Modulo di resistenza sezione efficace piastra
M =	4.00 kNm	Momento filo montante
V =	66.60 kNm	Taglio filo montante
σ_s =	139 MPa	< $\sigma_{s,adm}$
τ_s =	20 MPa	< $\tau_{s,adm}$
σ_{id} =	143 MPa	< $\sigma_{s,adm}$
Verifica per compressione cls (sezione asse tirafondi)		
$\sigma_{c,max}$ =	7.66 MPa	tensione massima di compressione cls
$\sigma_{c,B}$ =	3.70 MPa	tensione di compressione cls asse tirafondi
A_1 =	14280 mm ²	Area sezione piastra asse tirafondi
W_1 =	83300 mm ³	Modulo di resistenza sezione asse tirafondi
M_1 =	5.14 kNm	momento asse tirafondi
V_1 =	153.32 kNm	taglio asse tirafondi
σ_s =	62 MPa	< $\sigma_{s,adm}$
τ_s =	16 MPa	< $\tau_{s,adm}$
σ_{id} =	68 MPa	< $\sigma_{s,adm}$
Verifica per compressione cls (sezione filo montanti)		
$\sigma_{c,max}$ =	7.66 MPa	tensione massima di compressione sul cls
$\sigma_{c,C}$ =	0.00 MPa	tensione di compressione sul cls filo montante
A_2 =	15750 mm ²	Area sezione piastra filo montante
W_2 =	91875 mm ³	Modulo di resistenza sezione filo montante
M_2 =	15.44 kNm	momento filo montante
V_2 =	199.79 kNm	taglio filo montante
σ_s =	168 MPa	< $\sigma_{s,adm}$
τ_s =	19 MPa	< $\tau_{s,adm}$
σ_{id} =	171 MPa	< $\sigma_{s,adm}$