



**C 129 - VALORIZZAZIONE AREA CAMPI - IKEA
SPOSTAMENTO SOTTOSERVIZI
NELL'AREA "EX ILVA LAMINATI PIANI" A GENOVA CAMPI**

OGGETTO:

PROGETTO ESECUTIVO

TITOLO:

**RELAZIONE SPECIALISTICA STRUTTURALE – GEOTECNICA – DEI
MATERIALI – ATTENDIBILITA' DEI RISULTATI – FONDAZIONI - CANALE**

N. DOC.:

C129/PES/129.2/R002

TIMBRO E FIRMA DEL PROFESSIONISTA:

SVILUPPO GENOVA:

Rev.	Data	Redatto	Verificato	Validato	Descrizione
1	30/09/15	ITEC	RE	SG	Per emissione

INDICE

1	PREMESSA	4
2	RIO SENZA NOME	5
2.1	INTERVENTI PREVISTI	5
1	RELAZIONE SUI MATERIALI	6
1.1	ACCIAIO D' ARMATURA	6
1.2	CONGLOMERATO CEMENTIZIO	6
2	VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA	7
2.1	RIFERIMENTI NORMATIVI.....	7
2.2	CARATTERIZZAZIONE DELLE AZIONI	7
2.2.1	<i>Azioni statiche</i>	7
2.2.2	<i>Azione sismica</i>	8
2.3	SCELTE PROGETTUALI	8
2.3.1	<i>Classi di esposizione – copriferro</i>	8
2.3.2	<i>Classi di duttilità</i>	9
3	RELAZIONE STRUTTURALE	10
3.1	MODELLO DI CALCOLO E RELATIVA ANALISI DEI CARICHI.....	10
3.1.1	<i>Caratteristiche del modello</i>	10
3.1.2	<i>Analisi dei carichi</i>	10
3.2	COMBINAZIONI DI CARICO	13
3.2.1	<i>Combinazioni allo Stato Limite Ultimo (SLU)</i>	13
3.2.2	<i>Combinazioni sismiche</i>	13
3.2.3	<i>Combinazioni allo Stato Limite di Esercizio (SLE)</i>	14
3.3	VERIFICHE SVOLTE (AMBITO STRUTTURALE)	14
3.4	SINTESI DEI RISULTATI OTTENUTI (AMBITO STRUTTURALE).....	15
4	RELAZIONE SULLE FONDAZIONI	16
5	RELAZIONE GEOTECNICA	17
5.1	CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA DEI SITI.....	17
5.1.1	<i>Caratteristiche fisico – meccaniche dei terreni</i>	17
5.1.2	<i>Stratigrafia</i>	17
5.2	MODELLI GEOTECNICI.....	17
5.2.1	<i>Metodi di calcolo utilizzati</i>	17
5.3	APPROCCIO DI VERIFICA ADOTTATO IN AMBITO GEOTECNICO.....	17
5.4	VERIFICHE SVOLTE (AMBITO GEOTECNICO).....	18
5.5	SINTESI DEI RISULTATI OTTENUTI (AMBITO GEOTECNICO)	19

6	RELAZIONE SULL'ATTENDIBILITA' DEI RISULTATI OTTENUTI CON CODICE DI CALCOLO AUTOMATICO	20
6.1	TIPO DI ANALISI SVOLTA	20
6.2	VERIFICHE SVOLTE	20
6.3	COMBINAZIONI DI CALCOLO	20
6.4	ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO	21

1 PREMESSA

Il presente documento costituisce la Relazione Specialistica Strutturale del Progetto Esecutivo per lo spostamento di alcuni sottoservizi presenti in un'area di proprietà di Sviluppo Genova S.p.A..

Tale area ha un'estensione di circa 8247 mq ed è ubicata in località Genova-Campi, Corso Maria Perrone n. 15, nella zona "Ex Ilva Laminati Piani", più precisamente, nel comprensorio denominato "Area di Campi Nord", prospiciente l'insediamento commerciale per la grande distribuzione della società Ikea; tale area è destinata al futuro ampliamento del punto vendita Ikea, promissaria acquirente dell'area.

Nell'ambito di tali accordi, Sviluppo Genova svolgerà alcune attività propedeutiche alla realizzazione del nuovo Store tra le quali lo spostamento di un corso d'acqua tombinato, di una tubazione della rete nera e del piping a servizio degli stabilimenti ILVA.

Per quanto riguarda lo spostamento del corso d'acqua, denominato rio senza nome, si prevede la ricollocazione dello stesso con idonea sezione idraulica in tracciato adiacente all'esistente ma non interferente con l'ampliamento dello Store IKEA; tale sistemazione è stata già approvata dalla Provincia di Genova con Nulla Osta n° NO02054 del 03-01-2013.

Anche per quanto riguarda la tubazione della rete nera si prevede lo spostamento della stessa in area non interferente con le future sistemazioni dell'area mantenendo inalterate le attuali caratteristiche.

2 RIO SENZA NOME

2.1 INTERVENTI PREVISTI

Il presente progetto esecutivo è stato sviluppato partendo dal progetto definitivo redatto dai tecnici IKEA nell'Ottobre del 2012.

Il corso d'acqua in esame, denominato rio senza nome, risulta essere un affluente di sponda destra del torrente Polcevera ed è ubicato nella zona industriale in adiacenza all'attuale Store IKEA a Genova Campi.

Il progetto prevede lo spostamento di un tratto di canale in proprietà Sviluppo Genova; il nuovo tracciato ricade in parte in proprietà di Sviluppo Genova ed in parte in proprietà di AMT come da accordi intercorsi tra le due società.

La sezione interna netta del nuovo canale risulta essere pari a 1.5x2.0 m.

Il presente progetto prevede la posa di manufatto scatolare prefabbricato "chiuso" in calcestruzzo armato (C 40/50 N/mm², B450C) con giunzione del tipo a bicchiere, da porsi interrato, idoneo a sopportare lo smaltimento delle acque e i carichi dovuti alla spinta laterale del terreno e dei sovraccarichi, ai carichi permanenti dovuti al riempimento del terreno soprastante variabile tra 0.2 m e 2 m circa; gli scatolari saranno prodotti in conformità alle leggi e normative vigenti, e in particolare alla UNI EN 14844:2009 (prodotti con marcatura CE).

I tratti di raccordo con il canale esistente a monte ed a valle ed i tratti con curve, saranno gettati in opera utilizzando opportune lastre predalles come casseri per la soletta di copertura.

Tali strutture costituiscono l'oggetto della presente relazione. I tratti gettati in opera hanno sezione netta di 1,50x2,00m e spessore pari a 0,30 m.

La giunzione tra il raccordo in c.a. e le strutture prefabbricate e quella tra i raccordi terminali e il canale esistente saranno realizzate mediante l'utilizzo di malte tixotropiche applicate a spruzzo. Tali malte sono adatte al ripristino di strutture soggette a forti abrasioni come possono essere le pareti di un canale data la loro impermeabilità all'acqua e le loro caratteristiche meccaniche assimilabili a quelle del calcestruzzo di buona qualità, inoltre consentono di regolarizzare le pareti. Altro vantaggio delle malte tixotropiche è la possibilità di applicazione in spessori notevoli senza l'ausilio di cassetture.

1 RELAZIONE SUI MATERIALI

1.1 ACCIAIO D'ARMATURA

L'acciaio da utilizzarsi per la realizzazione dell'armatura dovrà essere conforme a quanto segue:

• Qualità:	B450C
• $f_{tk}/f_{yk} \geq$	1.15
• $f_{tk}/f_{yk} \leq$	1.35
• (f_y) nominale:	450 N/mm ²
• (f_t) nominale:	540 N/mm ²
• $f_{yk} \geq$	(f_y) nominale
• $f_{tk} \leq$	(f_t) nominale
• E =	210000 N/mm ² .

1.2 CONGLOMERATO CEMENTIZIO

Il conglomerato cementizio da impiegarsi dovrà avere le seguenti caratteristiche

• Classe di resistenza e durabilità	
○ Magrone:	C12/15 ($R_{ck} = 15$ N/mm²)
○ Platea:	C32/40 ($R_{ck} = 40$ N/mm²)
○ Pareti verticali:	C32/40 ($R_{ck} = 40$ N/mm²)
○ Soletta:	C32/30 ($R_{ck} = 40$ N/mm²)
• Classe di cemento:	CEM II
• Aggregati:	
○ Interferro ≥ 35 mm	$D_{max} = 32$ mm
○ Interferro < 35 mm	$D_{max} = 20$ mm
• Classe di consistenza:	S4
• Classe di durabilità:	
○ Platea:	XA2
○ Pareti verticali:	XA2
○ Soletta:	XA2
• Classe di contenuto ioni cloruro:	Cl. 0.4
• Rapporto A/C massimo	
○ Platea:	0.50
○ Pareti verticali:	0.50
○ Soletta:	0.50
• Dosaggio min. cemento	
○ Platea:	340 kg/m³
○ Pareti verticali:	340 kg/m³
○ Soletta:	340 kg/m³
• Aria intrappolata max:	2.5%
• Volume di acqua di bleeding:	<0.1%.

2 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

2.1 RIFERIMENTI NORMATIVI

La progettazione e verifica degli interventi sono state condotte ai sensi del DM Infrastrutture 14 gennaio 2008 “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni” e della relativa “Circolare Esplicativa 02 febbraio 2009 n° 617/C.S.LL.PP.”.

Per quanto non specificato nel DM Infrastrutture 14 gennaio 2008 è stato fatto riferimento ad altre normative di comprovata affidabilità ed in particolare:

- DM 09-01-1996 “Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche”;
- Circ. 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 D.M. 9 gennaio 1996”;
- DM 16-01-1996 “Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche”;
- Circ. Min. LL.PP. 4 luglio 1996, n. 156 AA.GG./S.T.C “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 decreto ministeriale 16 gennaio 1996”;
- UNI EN 1992-1-1:2005 “Progettazione delle strutture di calcestruzzo. Parte 1-1: Regole generali - Regole comuni e regole per gli edifici”.

2.2 CARATTERIZZAZIONE DELLE AZIONI

2.2.1 AZIONI STATICHE

Nell'ottica della valutazione della sicurezza e delle prestazioni attese, le opere di sistemazione rientrano nella categoria delle opere ordinarie. E' stata quindi assunta per esse una vita nominale $V_N = 50$ anni ed una classe d'uso II ($c_u = 1.0$), da cui in definitiva un tempo di riferimento dell'opera $V_R = 50$ anni.

I pesi propri degli elementi strutturali e dei sovraccarichi permanenti sono stati stimati seguendo le indicazioni contenute nel DM al par. 3.1, in particolare:

- Pesì propri strutturali:
 - C.A.: 25.00 kN/m³.
- Pesì propri NON strutturali:
 - Terreno di ricoprimento: 19.00 kN/m³.
 - Acqua: 10.00 kN/m³.
 - Spinte dei terreni:
Valutate in ambito statico e sismico sulla base dei parametri definiti nei successivi paragrafi.

Per quanto riguarda il sovraccarico di esercizio, alla luce dell'ubicazione dell'opera e delle condizioni di utilizzo delle zone limitrofe, sono stati considerate le seguenti tipologie di carico:

- Azioni verticali da traffico e relative spinte (Schema di carico 1):
 - Carico distribuito: 9.00 kN/m²
 - Carico assi tandem
 - In corrispondenza della soletta: 300 kN ad asse (1 asse)
Due impronte da 0.40 x 0.40 m con carico di 150 kN, considerando una diffusione fino al piano medio della soletta
 - In adiacenza ad una parete verticale: 300 kN ad asse (1 asse)
Diffusione su un'impronta 3.00 x 2.20 m (par. C5.1.3.3.7.1)

2.2.2 AZIONE SISMICA

Ai fini della caratterizzazione dell'azione sismica di progetto, risultano i seguenti tempi di ritorno T_R :

- 475 anni con riferimento allo SLV (pari ad una probabilità di superamento del 10% in 50 anni).
- 50 anni con riferimento allo SLD (pari ad una probabilità di superamento del 63% in 50 anni).

PARAMETRO	SLV	SLD
a_g/g [-]	0.069	0.030
F_0 [-]	2.535	2.524
T_C^* [sec]	0.288	0.204

Con riferimento alle caratteristiche del sottosuolo, in questa fase della progettazione sono state verosimilmente ipotizzate una **Categoria del sottosuolo C** "Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati" ed una **Categoria topografica T1** "Pendii con inclinazione media $i \leq 15^\circ$ ".

2.3 SCELTE PROGETTUALI

2.3.1 CLASSI DI ESPOSIZIONE – COPRIFERRO

Per la realizzazione delle opere in C.A. in oggetto sono state ipotizzate le seguenti Classi di durabilità:

- Platea/ Pareti verticali/ Soletta
Classe di durabilità XA2 (Terreno aggressivo), in virtù della quale si è proceduto:
 - a classificare l'ambiente circostante come "Moderatamente aggressivo" secondo il prospetto di Tab. 4.1.III del DM;

- ad adottare
 - una Classe di resistenza del calcestruzzo C32/40, conforme a quella minima;
 - un copriferro netto di 40 mm, conforme al minimo prescritto di 35 mm.

2.3.2 CLASSI DI DUTTILITÀ

La progettazione della struttura in C.A. per azioni di tipo sismico (par. 7.5 del DM) è stata condotta ipotizzando la tipologia “**Strutture a pareti non accoppiate**”, da cui ne discende un valore del fattore di struttura pari $q_0 = 3.00$.

Con riferimento ai requisiti di regolarità indicati nel DM al par. 7.3.1, in virtù della geometria, sono state assunta le condizione di regolarità in altezza e di irregolarità in pianta, da cui un coefficiente $K_R = 1.0$ e quindi in definitiva $q = q_0 \cdot K_R = 3.00$.

3 RELAZIONE STRUTTURALE

3.1 MODELLO DI CALCOLO E RELATIVA ANALISI DEI CARICHI

3.1.1 CARATTERISTICHE DEL MODELLO

La progettazione degli elementi strutturali in C.A. è stata condotta mettendo a punto un modello di calcolo agli elementi finiti le parti di struttura sono state schematizzate con elementi bidimensionali a comportamento flessionale (“plate”).

Il calcolo delle sollecitazioni è stato condotto in campo elastico lineare, vincolando gli elementi di fondazione su suolo elastico alla Winkler ($K_{\text{Winkler}} = 2.00 \text{ kg/cm}^3$ – valore ritenuto verosimile per il profilo stratigrafico in esame).

Al fine di conseguire i minimi percentuali di massa partecipante richiesti dalla Normativa (85 %), l’analisi in condizioni sismiche è stata effettuata calcolando un totale di 24 modi di vibrare.

3.1.2 ANALISI DEI CARICHI

In accordo con quanto imposto del DM Infrastrutture 14 gennaio 2008, sono state prese in considerazione le seguenti azioni elementari di calcolo:

- 1) G1 – Carichi permanenti strutturali ($\gamma_{\text{fav}}=1.00 - \gamma_{\text{sfav}}=1.30$).
 - C.A.: 25.00 kN/m^3 .
- 2) G2 – Carichi permanenti NON strutturali ($\gamma_{\text{fav}}=1.00 - \gamma_{\text{sfav}}=1.30$).
 - Ricoprimento (sp. 20 cm): $19.00 \cdot 0.20 = 3.8 \text{ kN/m}^2$.
 - Acqua (altezza 50 cm): $10.00 \cdot 0.50 = 5.00 \text{ kN/m}^2$.
- 3) G2 – Spinta statica dei terreni ($\gamma_{\text{fav}}=0.00 - \gamma_{\text{sfav}}=1.50$).
 - Spinta a riposo (triangolare):
Assumendo $\varphi' = 30^\circ$ (da cui $k_0 = 1 - \sin \varphi' = 0.5$) e $\gamma_t = 19.00 \text{ kN/m}^3$ risulta una pressione a riposo pari a
 $S_0 = k_0 \cdot \gamma_t \cdot z = (9.50 \cdot z) \text{ kN/m}^2$.
da cui:
 - Pf. -0.20 m: $S_0 (z=0.20 \text{ m}) = 1.90 \text{ kN/m}^2$.
 - Pf. -2.80 m: $S_0 (z=2.80 \text{ m}) = 26.60 \text{ kN/m}^2$.
- 4) E – Spinta sismica dei terreni ($\gamma_{\text{fav}}=0.00 - \gamma_{\text{sfav}}=1.50$).
 - Incremento di spinta a riposo (rettangolare):
Assumendo $a_g/g = 0.067$, $S_S = 1.500$, $S_T = 1.000$, un’altezza $H = 2.60 \text{ m}$ e un coefficiente riduttivo $\beta = 1.00$ (opere impedito di ruotare in testa) risulta un incremento di pressione pari a

$$\Delta S_0 = (a_g/g \cdot S_S \cdot S_T) \cdot \gamma_t = 1.90 \text{ kN/m}^2$$

ovvero, ipotizzando un cuneo di spinta a 45° , ad un incremento di spinta pari a

$$\Delta S_0 = \Delta S_0 \cdot H^2/2 = 6.45 \text{ kN/m}.$$

Assumendo un incremento di spinta rettangolare ne risulta un incremento di spinta pari a

$$\Delta s_0 = \Delta S_0/H = 2.48 \text{ kN/m}^2.$$

- 5) Q – Sovraccarico da traffico (Schema 1 dist) ($\gamma_{fav}=0.00 - \gamma_{sfav}=1.35$).
 - Carico sulla soletta: 9.00 kN/m^2
 - Carico in adiacenza ad una parete verticale – Distribuzione di spinta rettangolare:

Si assume agente una pressione a riposo con distribuzione rettangolare pari a:

$$s_{v_rid} = k_0 \cdot q_v = 4.50 \text{ kN/m}^2.$$

- 6) Q – Sovraccarico da traffico (Schema 1 - conc) ($\gamma_{fav}=0.00 - \gamma_{sfav}=1.35$).
 - Carico sulla soletta
Data un'impronta di $0.40 \times 0.40 \text{ m}$ soggetta ad un carico di 150 kN , a livello del piano medio della soletta di copertura (ad una profondità di 0.20 m) si ha una diffusione del carico su un'area di $1.10 \times 1.10 \text{ m}$, ovvero una pressione verticale pari a:

$$q_v = (150) / (1.10 \cdot 1.10) = 121.74 \text{ kN/m}^2$$

La profondità considerata è tale che le due impronte si diffondono senza sovrapposizione di carico.

- Carico in adiacenza ad una parete verticale – Distribuzione di spinta rettangolare:

In virtù del par. C5.1.3.3.7.1 della Circolare è stato valutato considerando il carico corrispondente allo Schema 1 (1 assi tandem – $Q_{ik} = 300 \text{ kN}$ poiché l'altro è supposto agente in corrispondenza della soletta) considerato agente su un'impronta di $a \times b$ pari a $2.20 \times 3.00 \text{ m}$, assumendo il lato di lunghezza $a = 3.00 \text{ m}$ parallelo allo sviluppo del paramento.

Ipotizzando una diffusione a 60° rispetto all'orizzontale a quota -0.20 m si ottiene una larghezza di diffusione pari a $L = 3.00 + 2 \cdot 0.20 \cdot \text{ctg}60^\circ \approx 3.23 \text{ m}$.

Considerando collaborante tale larghezza, a quota -0.20 m risulta un carico uniformemente distribuito pari a:

$$q_{v_rid} = q_v / (2.2 \cdot 3.23) = 42.20 \text{ kN/m}^2$$

Dalla profondità di -0.20 m fino a quota -2.80 m si assume cautelativamente agente una pressione a riposo con distribuzione rettangolare pari a:

$s_{v_rid} = k_0 \cdot q_{v_rid} = 23.63 \text{ kN/m}^2$.
Con $k_0=0.56$, avendo angolo di attrito pari a 26° .

- 7) G2 – Carichi permanenti NON strutturali ($\gamma_{fav}=1.00 - \gamma_{sfav}=1.30$).
 - Ricoprimento (sp. 2 m): $19.00 \cdot 2.00 = 38 \text{ kN/m}^2$.
 - Acqua (altezza 50 cm): $10.00 \cdot 0.50 = 5.00 \text{ kN/m}^2$.
- 8) G2 – Spinta statica dei terreni ($\gamma_{fav}=0.00 - \gamma_{sfav}=1.50$).
 - Spinta a riposo (triangolare):
Assumendo $\varphi' = 30^\circ$ (da cui $k_0 = 1 - \tan \varphi' = 0.5$) e $\gamma_t = 19.00 \text{ kN/m}^3$ risulta una pressione a riposo pari a
 $S_0 = k_0 \cdot \gamma_t \cdot z = (9.50 \cdot z) \text{ kN/m}^2$.
da cui:
 - Pf. -2.00 m: $S_0 (z=2.00 \text{ m}) = 19.0 \text{ kN/m}^2$.
 - Pf. -4.60 m: $S_0 (z=4.60 \text{ m}) = 43.70 \text{ kN/m}^2$.
- 9) Q – Sovraccarico da traffico (Schema 1 - conc) ($\gamma_{fav}=0.00 - \gamma_{sfav}=1.35$).
 - Carico sulla soletta
Data un'impronta di $0.40 \times 0.40 \text{ m}$ soggetta ad un carico di 150 kN , a livello del piano medio della soletta di copertura (ad una profondità di 2.00 m) si ha una diffusione del carico su un'area di $4.70 \times 4.70 \text{ m}$, ovvero una pressione verticale pari a:

$$q_v = (150) / (4.70 \cdot 4.70) = 6.79 \text{ kN/m}^2$$

Poiché la profondità considerata è tale che le due impronte si diffondono, in parte, sulla medesima area; dove doppio si considera un carico pari a:

$$q_v^* = 2 \cdot q_v = 13.58 \text{ kN/m}^2$$

- Carico in adiacenza ad una parete verticale – Distribuzione di spinta rettangolare:
In virtù del par. C5.1.3.3.7.1 della Circolare è stato valutato considerando il carico corrispondente allo Schema 1 (1 assi tandem – $Q_{ik} = 300 \text{ kN}$ poiché l'altro è supposto agente in corrispondenza della soletta) considerato agente su un'impronta di $a \times b$ pari a $2.20 \times 3.00 \text{ m}$, assumendo il lato di lunghezza $a = 3.00 \text{ m}$ parallelo allo sviluppo del paramento.

Ipotizzando una diffusione a 60° rispetto all'orizzontale a quota -2.00 m si ottiene una larghezza di diffusione pari a $L = 3.00 + 2 \cdot 2.00 \cdot \text{ctg} 60^\circ \approx 5.30 \text{ m}$.
Considerando collaborante tale larghezza, a quota -4.60 m risulta un carico uniformemente distribuito pari a:

$$q_{v_rid} = q_v / (2.2 \cdot 5.30) = 25.68 \text{ kN/m}^2$$

Dalla profondità di -2.00 m fino a quota -4.60 m si assume cautelativamente agente una pressione a riposo con distribuzione rettangolare pari a:

$$s_{v_rid} = k_0 \cdot q_{v_rid} = 14.38 \text{ kN/m}^2.$$

Con $k_0=0.56$, avendo angolo di attrito pari a 26° .

- Azione sismica allo SLV e SLD valutata secondo le indicazioni riportate al par. 3.2 del DM Infrastrutture 14 gennaio 2008.

Con le sollecitazioni derivanti dai modelli di calcolo sopra descritti sono state effettuate tutte le verifiche previste dalla vigente Normativa.

3.2 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni allo Stato Limite Ultimo sono state valutate secondo quanto previsto al paragrafo 2.5.3 del DM Infrastrutture 14 gennaio 2008.

3.2.1 COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE ULTIMO (SLU)

La combinazione di carico allo SLU risulta definita dalla seguente espressione:

$$E = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_1 + \sum_i \gamma_{Qi} \cdot \psi_{0i} \cdot Q_i$$

dove :

- γ_{G1} è il coefficiente parziale di sicurezza dei carichi permanenti;
- γ_{G2} è il coefficiente parziale di sicurezza dei carichi permanenti non strutturali;
- γ_{Qi} è il coefficiente parziale di sicurezza delle azioni variabili di natura non antropica;
- G_1 rappresenta i carichi permanenti strutturali;
- G_2 rappresenta i carichi permanenti non strutturali;
- Q_i rappresenta i carichi variabili.

Nel definire le differenti combinazioni coerenti con la formulazione sopra riportata, la condizione di carico relativa al terreno è stata considerata con i coefficienti di sicurezza sia a favore che a sfavore di sicurezza.

3.2.2 COMBINAZIONI SISMICHE

La combinazione di carico in ambito sismico risulta definita dalla seguente espressione:

$$E = E_{sism} + G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3}$$

dove l'azione sismica E_{sism} viene valutata con riferimento allo Stato Limite considerato (SLV).

3.2.3 COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

Si definiscono i seguenti Stati Limite:

- SLE Raro (combinazione caratteristica)

$$E = G_1 + G_2 + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3}$$

- SLE Frequente

$$E = G_1 + G_2 + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3}$$

- SLE Quasi Permanente

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

I valori dei coefficienti di combinazione sono riportati nella Tab. 2.5.I. del DM. Infrastrutture 14 gennaio 2008.

3.3 VERIFICHE SVOLTE (AMBITO STRUTTURALE)

Le opere in C.A. sono state progettate e verificate in accordo con le prescrizioni indicate nel Cap. 4.1 del DM Infrastrutture 14 gennaio 2008.

Si riportano qui di seguito alcune delle verifiche eseguite:

- Con riferimento agli Stati Limite Ultimi:
 - la resistenza a flessione e sforzo normale delle sezioni (par. 4.1.2.1.2);
 - la resistenza a taglio della sezione, priva di armature resistenti a taglio (par. 4.1.2.1.3.1);
 - la resistenza di aderenza fra barre d'armatura e calcestruzzo secondo quanto indicato in 4.1.2.1.8.
- Con riferimento agli Stati Limite di Esercizio:
 - la sicurezza nei confronti della fessurazione (par. 4.1.2.2.4), assumendo un ambiente aggressivo:
 - Stato Limite di Apertura delle fessure $w_2=0.3$ mm in condizioni frequenti;
 - Stato Limite di Apertura delle fessure $w_1=0.2$ mm in condizioni quasi permanenti;
 - la sicurezza nei confronti delle tensioni di esercizio in condizioni caratteristiche e quasi permanenti (par. 4.1.2.2.5).
- Con riferimento alle prescrizioni geometriche di armatura:

- per le fondazioni ed i paramenti verticali la presenza di un'armatura principale in percentuale non inferiore allo 0.20% (par. 7.4.6.2.4);

3.4 SINTESI DEI RISULTATI OTTENUTI (AMBITO STRUTTURALE)

Le verifiche strutturali hanno dato esito positivo, fornendo valori dei coefficiente di sicurezza superiori ai minimi previsti dalla vigente normativa.

Per ulteriori dettagli si rimanda all'elaborato di calcolo C129/PES/129.2.1/R03.

4 RELAZIONE SULLE FONDAZIONI

Le fondazioni della struttura scatolare in C.A. sono realizzate con una platea di 30 cm.

Il piano di imposta delle fondazioni è collocato ad una quota variabile tra -2,80 e -4,60 dal piano campagna.

A livello di modellazione la platea è stata modellata attribuendo il vincolo su suolo elastico ed adottando un coefficiente di Winkler pari a $K_{\text{Winkler}} = 2.00 \text{ kg/cm}^3$.

Le fondazioni progettate sono compatibili con i carichi ad esse afferenti, e i cedimenti sono congrui al tipo di struttura.

Per ulteriori dettagli si rimanda all'elaborato di calcolo C129/PES/129.2.1/R03.

5 RELAZIONE GEOTECNICA

5.1 CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA DEI SITI

5.1.1 CARATTERISTICHE FISICO – MECCANICHE DEI TERRENI

Per quanto concerne la caratterizzazione geologica del sito, si è fatto riferimento alla RELAZIONE SPECIALISTICA GEOTECNICA redatta da Studio Geotecnico Italiano s.r.l.

I parametri fisico – meccanici assunti in sede di progetto possono essere così riassunti:

- Terreno di riporto
 - Peso di volume naturale: 17 kN/m³.
 - Peso di volume saturo: 19 kN/m³.
 - Angolo di attrito interno: 30°.
- Terreno limo sabbioso
 - Peso di volume naturale: 18 kN/m³.
 - Peso di volume saturo: 20 kN/m³.
 - Angolo di attrito interno: 26°.
- Terreno ghiaioso
 - Peso di volume naturale: 19 kN/m³.
 - Peso di volume saturo: 21.5 kN/m³.
 - Angolo di attrito interno: 32°.

5.1.2 STRATIGRAFIA

Ai fini del dimensionamento dell'opera è stato considerato il seguente profilo stratigrafico

- Terreno di riporto: da 0 a -3.7
- Terreno limo sabbioso: da -3.7 a -4.7
- Terreno ghiaioso: indefinito

5.2 MODELLI GEOTECNICI

5.2.1 METODI DI CALCOLO UTILIZZATI

Il calcolo della spinta dei terreni sull'opera di sostegno è stata valutata considerando la pressione orizzontale “a riposo”.

La valutazione della portanza per carichi verticali è stata svolta impiegando la formula trinomia di Brinch – Hansen, ritenuta più indicativa per le tipologie di terreno in oggetto e comunque tale da fornire valori del coefficiente di sicurezza più bassi e pertanto cautelativi.

Nella valutazione della capacità di resistenza alla traslazione orizzontale (scorrimento), è stata presa in considerazione un'aliquota del 20% della resistenza offerta dal terreno di valle.

5.3 APPROCCIO DI VERIFICA ADOTTATO IN AMBITO GEOTECNICO

La sicurezza in ambito geotecnico è stata verificata adottando quello che il DM Infrastrutture 14 gennaio 2008 definisce Approccio 2, ovvero seguendo la seguente impostazione semiprobabilistica:

- A1 – M1 – R3.

Le azioni di progetto vengono quindi combinate impiegando i coefficienti di tipo “A1” previsti dalla Tab. 2.6.I del DM e qui di seguito riportati:

<u>Azioni</u>	<u>Simbolo</u>	<u>Coeff. A1 (sfav)</u>
Carichi permanenti	γ_{G1}	1.30
Carichi permanenti non strutturali	γ_{G2}	1.50
Carichi variabili	γ_Q	1.35

N.B.: In ambito sismico si assumono valori unitari per ogni tipo di azione (A1= 1.00).

I valori caratteristici delle proprietà sono invece convenientemente ridotti secondo i coefficienti di tipo “M1” indicati in Tab. 6.2.II e riassunti nel prospetto seguente:

<u>Parametri</u>	<u>Simbolo</u>	<u>Coeff. M1</u>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\varphi'}$	1.00
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.00
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00
Peso dell'unità di volume	γ_γ	1.00

Alle resistenze geotecniche sono stati infine applicati i coefficienti di sicurezza “R3” indicati in Tab. 6.4.I e qui riassunti:

<u>Resistenza</u>	<u>Simbolo</u>	<u>Coeff. R3</u>
Scorrimento	γ_R	1.10
Capacità portante	γ_R	2.30

5.4 VERIFICHE SVOLTE (AMBITO GEOTECNICO)

La sicurezza in ambito geotecnico è stata verificata in accordo con le prescrizioni previste nel DM Infrastrutture 14 gennaio 2008 ai par. 6.4.2 (condizioni non sismiche) e 7.11.5.3.1

(progettazione per azioni sismiche).

In ambito di Stato Limite Ultimo sono state svolte le seguenti verifiche:

- verifica di scorrimento del piano di posa;
- collasso per carico limite dell'insieme fondazione – terreno.

5.5 SINTESI DEI RISULTATI OTTENUTI (AMBITO GEOTECNICO)

Il massimo cedimento atteso in condizioni di Stato Limite di Esercizio Raro risulta pari a 0.9 cm.

Per ulteriori dettagli si rimanda all'elaborato di calcolo C129/PES/129.2.1/R03.

6 RELAZIONE SULL'ATTENDIBILITA' DEI RISULTATI OTTENUTI CON CODICE DI CALCOLO AUTOMATICO

6.1 TIPO DI ANALISI SVOLTA

La progettazione delle opere in C.A. è stata svolta mediante delle analisi elastiche lineari impiegando elementi di tipo bidimensionale a comportamento flessionale ("plate"), vincolati in fondazione su suolo elastico alla Winkler.

L'analisi è stata condotta in ambito statico che in ambito sismico (analisi dinamica modale).

Con riferimento alle analisi strutturali svolte in modo automatico dai codici di calcolo, si è avuto cura di verificare la correttezza della modellazione effettuata controllando sia il comportamento deformativo delle strutture sia la distribuzione delle sollecitazioni ottenute.

6.2 VERIFICHE SVOLTE

Per le diverse parti di struttura sono state svolte tutte le verifiche statiche, sismiche e deformative previste dalla vigente Normativa (DM Infrastrutture 14 gennaio 2008), illustrate nei paragrafi precedenti, a cui si rimanda per ulteriori dettagli.

Il progetto/verifica delle sezioni in C.A. è stato svolto in ambito non lineare supponendo il calcestruzzo non reagente a trazione ed ipotizzando:

- per il calcestruzzo un comportamento elastico – plastico con limite di deformazione a compressione del 3.5 %.
- per l'acciaio d'armatura un comportamento elastico – indefinitamente plastico.

La verifica di tali elementi strutturali è stata condotta in modo automatico dal codice di calcolo, provvedendo a verificare la veridicità dei risultati ottenuti mediante semplici calcoli manuali rappresentativi.

6.3 COMBINAZIONI DI CALCOLO

Le combinazioni allo Stato Limite Ultimo sono state valutate secondo quanto previsto al paragrafo 2.5.3 del DM Infrastrutture 14 gennaio 2008.

Si rimanda al precedente paragrafo 3.2 della relazione per una più esaustiva trattazione sulle regole di combinazione delle azioni, mentre si rimanda all'output dei programmi di calcolo per un più dettagliato elenco delle combinazioni impiegate in sede di verifica.

6.4 ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO

La progettazione – verifica delle strutture in C.A. è stata condotta con l’ausilio del software “Modest” Versione 8.3, prodotto da “Tecnisoft s.a.s” e regolarmente concesso in licenza alla ITEC-engineering.

In fase di calcolo delle strutture è stato impiegato il solutore XFinest Non Lineare versione 8.5 prodotto da “CeAS”, distribuito da “Harpaceas” e regolarmente concesso in licenza alla ITEC engineering