

Ambito Territoriale Ottimale n.3
Ente d'Ambito Sarnese Vesuviano



Comune di Torre del Greco
Riabilitazione della rete fognaria interna e collettamento
dei reflui ai sistemi depurativi comprensoriali
- 2° Lotto -

 AceaNori Servizi Gruppo Acea	7305	PROGETTO DEFINITIVO																							
	Elaborato: TD 12	Titolo: Relazione di calcolo preliminare delle strutture e delle fondazioni																							
	Scala:																								
		<table border="1"><thead><tr><th>Revisione</th><th>Data</th><th>Redatto</th><th>Verificato</th><th>Approvato</th></tr></thead><tbody><tr><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr></tbody></table>	Revisione	Data	Redatto	Verificato	Approvato																DIRETTORE TECNICO ing. Antonio De Cicco		IL R.U.P.
Revisione	Data	Redatto	Verificato	Approvato																					
INGEGNERIA Il Responsabile ing. Domenico Cesare																									
COLLABORATORI geom. Domingo Gambardella geom. Raimondo Nugnes																									
DATA																									

FASCICOLO PROGETTO STRUTTURALE (EX D.M. 14.01.2008)**INDICE**

1	PREMESSA	3
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	3
3	REFERENZE TECNICHE (CAP. 12 D.M. 14.01.2008).....	3
4	INQUADRAMENTO TERRITORIALE ED UBICAZIONE DEGLI INTERVENTI	4
4.1	UBICAZIONE DEGLI INTERVENTI	4
5	CLASSIFICAZIONE AI SENSI DEL DECRETO N.3685/03 DEL CAPO DIPARTIMENTO PROTEZIONE CIVILE E D.G.R.C. N.3573/03	6
6	RELAZIONE TECNICA GENERALE.....	9
6.1	ANALISI DEI CARICHI MANUFATTI	16
6.1.1	<i>Sollevamento – capannone (SGPSolC).....</i>	<i>16</i>
6.1.2	<i>Sollevamento – camere interrato (SGPSolCI)</i>	<i>17</i>
6.1.3	<i>Pretrattamenti – capannone (SGPPreC)</i>	<i>18</i>
6.1.4	<i>Microtunnelling – platea di varo (SGPMiPI)</i>	<i>19</i>
6.1.5	<i>Microtunnelling – camera di spinta (CuMiCS)</i>	<i>20</i>
6.1.6	<i>Microtunnelling – paratia di micropali camera di spinta (CuMiPSP).....</i>	<i>21</i>
6.1.7	<i>Carico da neve.....</i>	<i>22</i>
6.2	COMBINAZIONI DI CARICO (AI SENSI DEL DM 14.01.2008).....	23
7	RELAZIONE SULLA MODELLAZIONE SISMICA DEL SITO DI COSTRUZIONE	24
7.1	STATI LIMITE	24
7.2	REQUISITI NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE (EDIFICI DI NUOVA REALIZZAZIONE)	25
7.3	CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEI TERRENI	25
7.4	APPROCCIO SEMPLIFICATO PER LA STIMA DEGLI EFFETTI DELLA RISPOSTA SISMICA LOCALE.....	27
7.4.1	<i>Categoria sottosuolo.....</i>	<i>29</i>
7.4.2	<i>Categoria topografica.....</i>	<i>29</i>
7.4.3	<i>Vita Nominale.....</i>	<i>29</i>
7.4.4	<i>Classe d'uso e Coefficiente d'uso</i>	<i>30</i>
7.4.5	<i>Regolarità manufatti</i>	<i>30</i>
7.5	MANUFATTI DI PROGETTO	32
7.5.1	<i>Sollevamento - capannone (SGPSolC).....</i>	<i>32</i>
7.5.2	<i>Sollevamento – camere interrato (SGPSolCI)</i>	<i>34</i>
7.5.3	<i>Pretrattamenti – capannone (SGPPreC)</i>	<i>36</i>
7.5.4	<i>Microtunnelling – platea di varo (SGPMiPI)</i>	<i>38</i>
7.5.5	<i>Microtunnelling – camera di spinta (CuMiCS).....</i>	<i>40</i>
7.5.6	<i>Microtunnelling – paratia di micropali camera di spinta (CuMiPSP).....</i>	<i>42</i>
8	RELAZIONE SUI MATERIALI DA IMPIEGARE	44
8.1	CALCESTRUZZO ARMATO	45
8.2	ACCIAIO PER STRUTTURE METALLICHE.....	47
9	RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI.....	48
9.1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	48
9.2	INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO	48
9.3	INDAGINI GEOTECNICHE	48
9.4	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL TERRENO DI FONDAZIONE	48
9.5	LOCALIZZAZIONE DEL LIVELLO IDRICO DI FALDA E DEFINIZIONE DELLE PRINCIPALI CARATTERISTICHE IDROGEOLOGICHE	55
9.6	METODOLOGIE DI SCAVO DELLE FONDAZIONI, STABILITÀ DEI FRONTI DI SCAVO E PRESCRIZIONI	55
9.7	STABILITÀ GLOBALE DELL'INTERVENTO	55
9.8	TENSIONE AMMISSIBILE DEL TERRENO DI FONDAZIONE E CARICO LIMITE	55
9.9	ENTITÀ E DECORSO DEI CEDIMENTI DEL TERRENO DI FONDAZIONE.....	55

9.10	VALUTAZIONE DEL COEFFICIENTE DI SOTTOFONDO K PER IL DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE DI FONDAZIONE SU TERRENO ELASTICO ALLA WINKLER	56
9.11	DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE DI FONDAZIONE E DI SOSTEGNO	56
10	RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE MANUFATTI (D.M.14.01.2008)	57
10.1	PRESTAZIONI ATTESE – CLASSE DELLA COSTRUZIONE - VITA ESERCIZIO - MODELLI DI CALCOLO – TOLLERANZE – DURABILITÀ - PROCEDURE QUALITÀ E MANUTENZIONE.....	57
10.2	COMBINAZIONI DELLE AZIONI SULLA COSTRUZIONE.....	57
10.3	AZIONI AMBIENTALI E NATURALI	58
10.4	DESTINAZIONE D'USO E SOVRACCARICHI VARIABILI DOVUTO ALLE AZIONI ANTROPICHE.....	58
10.5	MODELLI DI CALCOLO	59
10.6	TOLLERANZE	60
10.7	DURABILITÀ	60
10.8	METODI DI CALCOLO UTILIZZATI.....	60
10.8.1	<i>Calcolo spostamenti e caratteristiche.....</i>	<i>60</i>
10.8.2	<i>Analisi sismica statica.....</i>	<i>60</i>
10.8.3	<i>Verifiche.....</i>	<i>61</i>
10.8.4	<i>Dimensionamento minimo delle armature.....</i>	<i>61</i>
10.8.5	<i>Misura della sicurezza.....</i>	<i>62</i>
10.8.6	<i>Criteri adottati per la schematizzazione della struttura</i>	<i>62</i>
10.8.7	<i>Combinazioni di calcolo</i>	<i>64</i>
10.8.8	<i>Azioni sulla costruzione</i>	<i>64</i>
10.8.9	<i>Sistemi di riferimento.....</i>	<i>65</i>
10.8.10	<i>Unità di misura</i>	<i>66</i>
10.8.11	<i>Convenzioni sui segni</i>	<i>66</i>
11	RELAZIONE DI CALCOLO - CAPACITÀ PORTANTE DELLE FONDAZIONI	67
11.1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	67
11.2	CAPACITÀ PORTANTE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI	67
11.3	CAPACITÀ PORTANTE DI FONDAZIONI SU PALI	69
11.4	CAPACITÀ PORTANTE DELLE PLATEE	72
11.5	CALCOLO DEI CEDIMENTI	72
11.6	VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI DANNO DELLE FONDAZIONI SUPERFICIALI (NTC 2008 7.11.5.3.1).....	73
12	RELAZIONE DI CALCOLO DELLE PARATIE DI PALI.....	74
13	SOFTWARE UTILIZZATI E TIPO DI ELABORATORE	82
13.1	SOFTWARE UTILIZZATO	82
13.2	ELABORATORE UTILIZZATO	82
13.3	CODICE DI CALCOLO, SOLUTORE E AFFIDABILITÀ' DEI RISULTATI.....	82
13.4	VALUTAZIONE DEI RISULTATI E GIUDIZIO MOTIVATO SULLA LORO ACCETTABILITÀ	82
13.5	PRESTAZIONI ATTESE AL COLLAUDO	83
14	TABELLA SINTETICA DELLE ARMATURA METALLICHE ADOTTATE PER LE DIVERSE TIPOLOGIE DI MANUFATTI IN C.A.	83
15	CONCLUSIONI.....	83
16	FASCICOLO DEI CALCOLI E RELAZIONE SINTETICA DEI RISULTATI.....	84

1 **PREMESSA**

Nel presente fascicolo sono contenuti i calcoli preliminari delle strutture e delle opere di sostegno relative al progetto in epigrafe “*Riabilitazione della rete fognaria interna e collettamento dei reflui ai sistemi depurativi comprensoriali - 2° Lotto – Torre del Greco*”, eseguiti in conformità alle Norme Tecniche emanate dal Ministero dei Lavori Pubblici ai sensi del D.M. 14.01.2008 tenendo presente le caratteristiche, le qualità e le dosature dei materiali da impegnarsi nelle opere da costruire.

All'interno del presente fascicolo sono contenuti tutti gli elaborati descrittivi per il dimensionamento preliminare delle strutture e delle opere di sostegno e necessari per la denuncia di lavori per l'autorizzazione sismica “MOD. D vers. Dic. 2009” quali:

- Relazione tecnica generale (cfr. par.C.10.1, Circ. Min. Infr. 617/09)
- Relazione sulla modellazione sismica del sito di costruzione (cfr. par.10.1, Circ. Min. Infr. 617/09)
- Relazione sui materiali da impiegare
- Relazione geotecnica e sulle fondazioni (cfr. par.C.6.2.2.5, Circ. Min. Infr. 617/09)
- Relazione di calcolo strutturale (cfr. par.C.10.1, Circ. Min. Infr. 617/09)
- Relazione sintetica (cfr. par.C.10.2/e, Circ. Min. Infr. 617/09)
- Fascicoli dei calcoli – cfr. allegati

2 **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

Per la progettazione, la costruzione e la verifica dell'opera in oggetto si fa riferimento alla seguente normativa:

- Legge 5/11/71 n. 1086: Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica;
- D.M. 9 Gennaio 96: Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche;
- Circolare 15/10/1996 N.252: Istruzioni per l'applicazione delle «Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche» di cui al D.M. 9/01/1996;
- D.M. 16 Gennaio 96: Norme tecniche relative ai “Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi”;
- Circolare 4/7/1996 N.156: 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. 16/01/1996;
- D.M. 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;
- Circolare 24/09/1988 N. 30483: Istruzioni per l'applicazione delle «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» di cui al D.M. 11/03/1988;
- D.M. LL.PP. 4/5/90: Aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione, la esecuzione ed il collaudo dei ponti stradali;
- Circolare Min. LL.PP. 25/2/91 n. 34233: Istruzioni relative alla normativa tecnica dei ponti stradali;
- Legge 02.02.1974 n. 64: Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;
- Circolare Min. LL.PP. 10/04/97 n° 65 AA.GG.: Istruzioni per l'applicazione delle “Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche” di cui al decreto ministeriale 16 gennaio 1996;
- Decreto Ministeriale Infrastrutture 14 gennaio 2008 “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”;
- Circolare del 02.02.2009 n.617/C.S.LL.PP. “Istruzioni per l'applicazione delle norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M.14.01.2008”;
- Circolare 5 agosto 2009 “Nuove norme tecniche per le costruzioni approvate con decreto del Ministero delle infrastrutture 14.01.2008 – cessazione del regime transitorio di cui all'art.20 c.1. del decreto legge 31.12.2007 n.248.

3 **REFERENZE TECNICHE (CAP. 12 D.M. 14.01.2008)**

- UNI ENV 1992-1-1 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.

- UNI EN 206-1/2001 - Calcestruzzo. Specificazioni, prestazioni, produzione e conformità.
- UNI EN 1993-1-1 - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
- UNI EN 1995-1 – Costruzioni in legno
- UNI EN 1998-1 – Azioni sismiche e regole sulle costruzioni
- UNI EN 1998-5 – Fondazioni ed opere di sostegno

4 INQUADRAMENTO TERRITORIALE ED UBICAZIONE DEGLI INTERVENTI

Il territorio comunale interessato dagli interventi è quello di Torre del Greco (NA) ricadente, a seguito della riclassificazione sismica, in zona n.2 (ex zona sismica di II categoria S=9), ai sensi della Deliberazione della Giunta Regionale della Campania del 7/11/2002 N°5447 “Aggiornamento della classificazione sismica dei Comuni della Regione Campania e dell’OPCM n. 3274 del 20.03.2003. Per maggiori dettagli sull’ubicazione dei manufatti previsti in progetto si rinvia agli elaborati grafici allegati al progetto.

4.1 UBICAZIONE DEGLI INTERVENTI

Gli interventi a farsi sono così schematizzati:

San Giuseppe alle Paludi:

1. Sollevamento_ capannone, camere interrato e cunicoli
2. Pretrattamenti_ capannone, camere interrato e cunicoli
3. Microtunnelling_ platea di varo, monolita (CE) e sbocco a mare

Via Curgo:

4. Microtunnelling_ camera di spinta, di arrivo e cunicolo DNI 2000 – DNE 2400 (CE)
5. Microtunnelling_ paratia micropali camera spinta, camera di arrivo

Di seguito si allegano gli stralci delle ortofoto con l’ubicazione degli interventi.

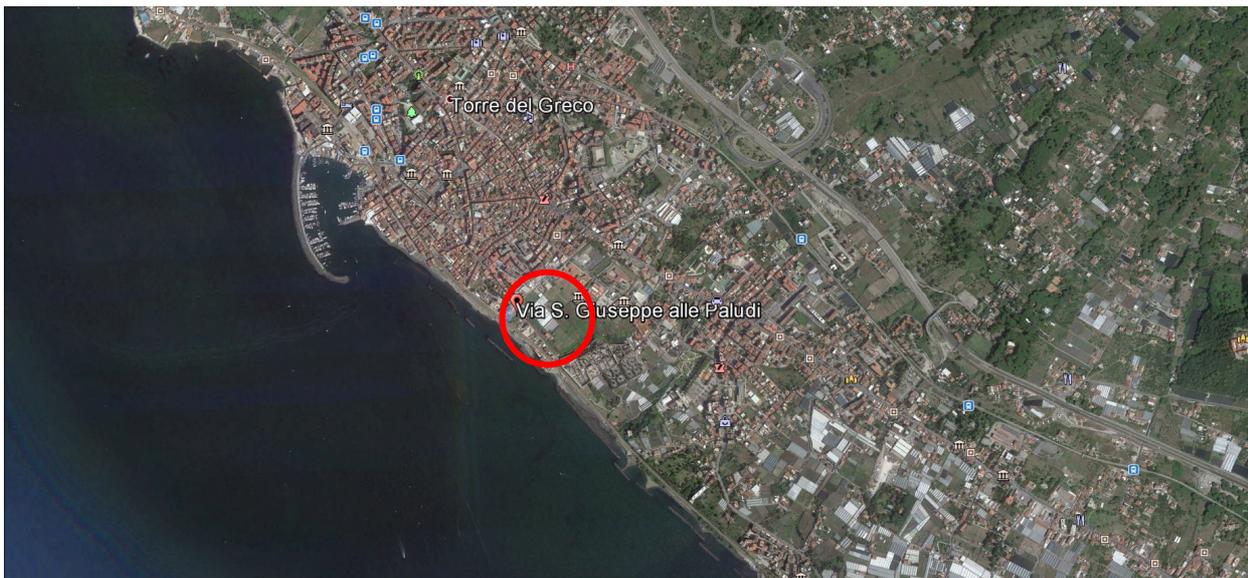


Figura 1. Ortofoto San Giuseppe alle Paludi (Google Earth)



Figura 2. Ortofoto San Giuseppe alle Paludi_ dettaglio (Google Earth)

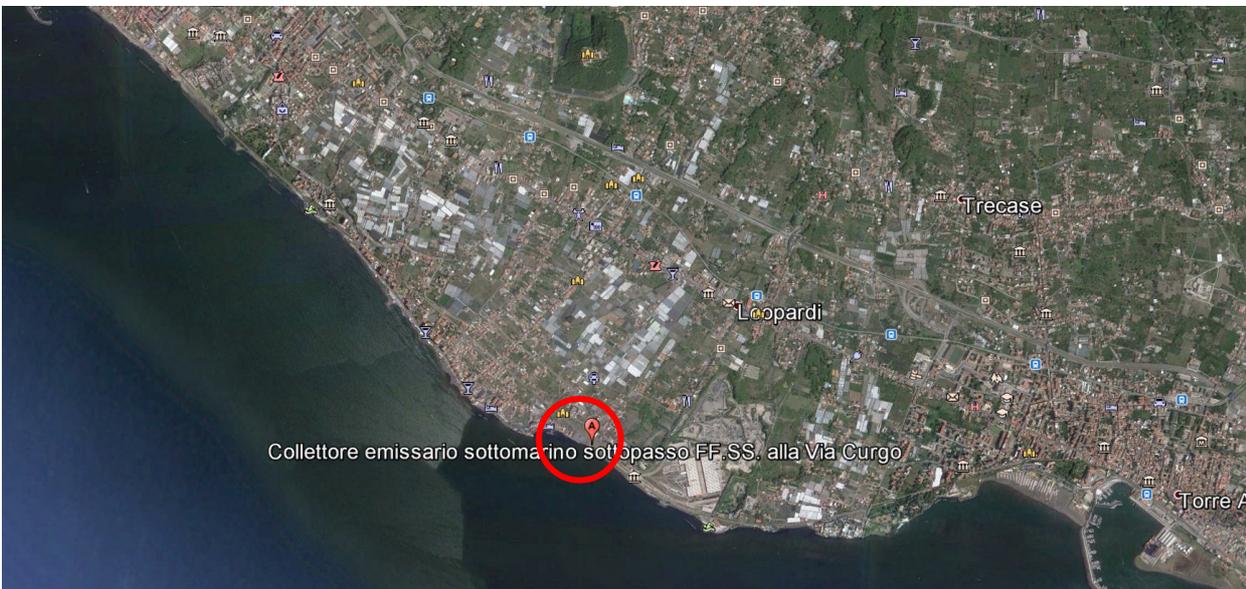


Figura 3. Ortofoto via Curgo (Google Earth)



Figura 4. Ortofoto via Curgo_ dettaglio (Google Earth)

5 CLASSIFICAZIONE AI SENSI DEL DECRETO N.3685/03 DEL CAPO DIPARTIMENTO PROTEZIONE CIVILE E D.G.R.C. N.3573/03

Le opere di progetto non rientrano tra le categorie di seguito elencate:

<input type="checkbox"/> Rientra	tra gli edifici e le opere infrastrutturali di interesse strategico , la cui funzionalità durante gli eventi sismici assume rilievo fondamentale per le finalità di protezione civile	di interesse STATALE
<input checked="" type="checkbox"/> Non rientra		
<input type="checkbox"/> Rientra	tra gli edifici e le opere infrastrutturali che possono assumere rilevanza in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso	(rif.: Decreto n.3685/03 del Capo Dipartim. della Protezione Civile)
<input checked="" type="checkbox"/> Non rientra		
<input type="checkbox"/> Rientra	tra gli edifici e le opere infrastrutturali di interesse strategico , la cui funzionalità durante gli eventi sismici assume rilievo fondamentale per le finalità di protezione civile	di interesse REGIONALE
<input checked="" type="checkbox"/> Non rientra		
<input checked="" type="checkbox"/> Rientra	tra gli edifici e le opere infrastrutturali che possono assumere rilevanza in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso	(rif.: deliberazione di Giunta Regionale n. 3573 del 05/12/03)
<input type="checkbox"/> Non rientra		

come si può rilevare, più dettagliatamente, dalle tabelle che seguono:

EDIFICI E INFRASTRUTTURE “STRATEGICI” E “RILEVANTI” - DI INTERESSE STATALE

(rif.: Decreto n.3685 del 21/10/03 del Capo Dipartim. della Protezione Civile, emanato con OPCM. del 21/10/03 pubbl. su G.U. 252 del 29/10/03)

Elenco “A” - edifici ed opere infrastrutturali di interesse strategico, la cui funzionalità durante gli eventi sismici assume rilievo fondamentale per le finalità di protezione civile.

EDIFICI	
<i>Edifici in tutto o in parte ospitanti funzioni di comando, supervisione e controllo, sale operative, strutture ed impianti di trasmissione, banche dati, strutture di supporto logistico per il personale operativo (alloggiamenti e vettovagliamento), strutture adibite all'attività' logistica di supporto alle operazioni di protezione civile (stoccaggio, movimentazione, trasporto), strutture per l'assistenza e l'informazione alla popolazione, strutture e presidi ospedalieri, il cui utilizzo abbia luogo da parte dei seguenti soggetti istituzionali:</i>	
1	<input type="checkbox"/> Organismi governativi
2	<input type="checkbox"/> Uffici territoriali di Governo
3	<input type="checkbox"/> Corpo nazionale dei Vigili del fuoco
4	<input type="checkbox"/> Forze armate
5	<input type="checkbox"/> Forze di polizia
6	<input type="checkbox"/> Corpo forestale dello Stato
7	<input type="checkbox"/> Agenzia per la protezione dell'ambiente e per i servizi tecnici
8	<input type="checkbox"/> Registro italiano dighe
9	<input type="checkbox"/> Istituto nazionale di geofisica e vulcanologia
10	<input type="checkbox"/> Consiglio nazionale delle ricerche
11	<input type="checkbox"/> Croce rossa italiana
12	<input type="checkbox"/> Corpo nazionale soccorso alpino
13	<input type="checkbox"/> Ente nazionale per le strade e società di gestione autostradale
14	<input type="checkbox"/> Rete ferroviaria italiana
15	<input type="checkbox"/> Gestore della rete di trasmissione nazionale, proprietari della rete di trasmissione nazionale, delle reti di distribuzione e di impianti rilevanti di produzione di energia elettrica
16	<input type="checkbox"/> Associazioni di volontariato di protezione civile operative in più regioni
OPERE INFRASTRUTTURALI	
17	<input type="checkbox"/> Autostrade, strade statali e opere d'arte annesse
18	<input type="checkbox"/> Stazioni aeroportuali, eliporti, porti e stazioni marittime previste nei piani di emergenza, nonché impianti classificati come grandi stazioni.
19	<input type="checkbox"/> Strutture connesse con il funzionamento di acquedotti interregionali, la produzione, il trasporto e la distribuzione di energia elettrica fino ad impianti di media tensione, la produzione, il trasporto e la distribuzione di materiali combustibili (quali oleodotti, gasdotti, ecc.), il funzionamento di servizi di

comunicazione a diffusione nazionale (radio, telefonia fissa e mobile, televisione)

Elenco "B" - edifici ed opere infrastrutturali che possono assumere rilevanza in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso.

EDIFICI	
20	<input type="checkbox"/> Edifici pubblici o comunque destinati allo svolgimento di funzioni pubbliche nell'ambito dei quali siano normalmente presenti comunità di dimensioni significative, nonché edifici e strutture aperti al pubblico suscettibili di grande affollamento, il cui collasso può comportare gravi conseguenze in termini di perdite di vite umane.
21	<input type="checkbox"/> Strutture il cui collasso può comportare gravi conseguenze in termini di danni ambientali (quali ad esempio impianti a rischio di incidente rilevante ai sensi del decreto legislativo 17 agosto 1999, n. 334, e successive modifiche ed integrazioni, impianti nucleari di cui al decreto legislativo 17 marzo 1995, n. 230, e successive modifiche ed integrazioni).
22	<input type="checkbox"/> Edifici il cui collasso può determinare danni significativi al patrimonio storico, artistico e culturale (quali ad esempio musei, biblioteche, chiese).
OPERE INFRASTRUTTURALI	
23	<input type="checkbox"/> Opere d'arte relative al sistema di grande viabilità stradale e ferroviaria, il cui collasso può determinare gravi conseguenze in termini di perdite di vite umane, ovvero interruzioni prolungate del traffico.
24	<input type="checkbox"/> Grandi dighe.

EDIFICI E INFRASTRUTTURE "STRATEGICI" E "RILEVANTI" - DI INTERESSE REGIONALE

(rif.: deliberazione di Giunta Regionale n. 3573 del 05/12/03 pubbl. su B.U.R.C. n. 4 del 26/01/04)

Elenco "A" - edifici ed opere infrastrutturali di interesse strategico, la cui funzionalità durante gli eventi sismici assume rilievo fondamentale per le finalità di protezione civile.

EDIFICI	
25	<input type="checkbox"/> Edifici destinati a sedi dell'Amministrazione Regionale (*)
26	<input type="checkbox"/> Edifici destinati a sedi dell'Amministrazione Provinciale (*)
27	<input type="checkbox"/> Edifici destinati a sedi di Amministrazioni Comunali (*)
28	<input type="checkbox"/> Edifici destinati a sedi di Comunità Montane (*)
29	<input type="checkbox"/> Strutture non di competenza statale individuate come sedi di sale operative per la gestione delle emergenze (COM, COC, ecc.)
30	<input type="checkbox"/> Centri funzionali di protezione civile
31	<input type="checkbox"/> Edifici ed opere individuate nei piani d'emergenza o in altre disposizioni per la gestione dell'emergenza
32	<input type="checkbox"/> Ospedali e strutture sanitarie, anche accreditate, dotate di Pronto Soccorso o dipartimenti di emergenza, urgenza e accettazione
33	<input type="checkbox"/> Sedi di Aziende Unità Sanitarie Locali
34	<input type="checkbox"/> Centrali operative 118
35	<input type="checkbox"/> Presidi sanitari 41
<i>(*) limitatamente agli edifici ospitanti funzioni / attività connesse con la gestione dell'emergenza</i>	
OPERE INFRASTRUTTURALI	
36	<input type="checkbox"/> Vie di comunicazione (strade, ferrovie, ecc.) regionali, provinciali e comunali, ed opere d'arte annesse, limitatamente a quelle strategiche individuate nei piani di emergenza o in altre disposizioni per la gestione dell'emergenza
37	<input type="checkbox"/> Porti, aeroporti ed eliporti non di competenza statale individuati nei piani di emergenza o in altre disposizioni per la gestione dell'emergenza
38	<input type="checkbox"/> Strutture non di competenza statale connesse con la produzione, trasporto e distribuzione di energia elettrica
39	<input type="checkbox"/> Strutture non di competenza statale connesse con la produzione, trasporto e distribuzione di materiali combustibili (oleodotti, gasdotti, ecc.)
40	<input type="checkbox"/> Strutture connesse con il funzionamento di acquedotti locali
41	<input type="checkbox"/> Strutture non di competenza statale connesse con i servizi di comunicazione (radio, telefonia fissa o portatile, televisione)
42	<input type="checkbox"/> Altre strutture eventualmente specificate nei piani di emergenza o in altre disposizioni per la gestione dell'emergenza

Elenco "B" - edifici ed opere infrastrutturali che possono assumere rilevanza in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso.

EDIFICI	
43	<input type="checkbox"/> Asili nido e scuole di ogni ordine e grado
44	<input type="checkbox"/> Strutture ricreative (cinema, teatri, discoteche, ecc.)
45	<input type="checkbox"/> Strutture destinate ad attività culturali (musei, biblioteche, sale convegni, ecc.)
46	<input type="checkbox"/> Edifici aperti al culto non rientranti tra quelli di cui all'allegato 1, elenco B, punto 1.3 del Decreto del Capo del Dipartimento della Protezione Civile, n°3685 del 21.10.2003
47	<input type="checkbox"/> Stadi ed impianti sportivi
48	<input type="checkbox"/> Strutture sanitarie e/o socio-assistenziali con ospiti non autosufficienti (ospizi, orfanotrofi, ecc.)
49	<input type="checkbox"/> Edifici e strutture aperte al pubblico destinate all'erogazione di servizi (uffici pubblici e privati), o adibite al commercio (centri commerciali, ecc.) suscettibili di grande affollamento
50	<input type="checkbox"/> Strutture a carattere industriale, non di competenza statale, di produzione e stoccaggio di prodotti insalubri o pericolosi
OPERE INFRASTRUTTURALI	
51	<input type="checkbox"/> Stazioni non di competenza statale per il trasporto pubblico
52	<input type="checkbox"/> Opere di ritenuta non di competenza statale
53	<input checked="" type="checkbox"/> Impianti di depurazione
54	<input type="checkbox"/> Altri manufatti connotati da intrinseche pericolosità eventualmente individuati in piani d'emergenza o in altre disposizioni di protezione civile

Si precisa che le opere temporanee non rientrano in nessuna delle su elencate categorie in quanto opere non definitive.

6 RELAZIONE TECNICA GENERALE

Gli interventi previsti in progetto e proposti nel presente progetto strutturale sono di seguito elencati:

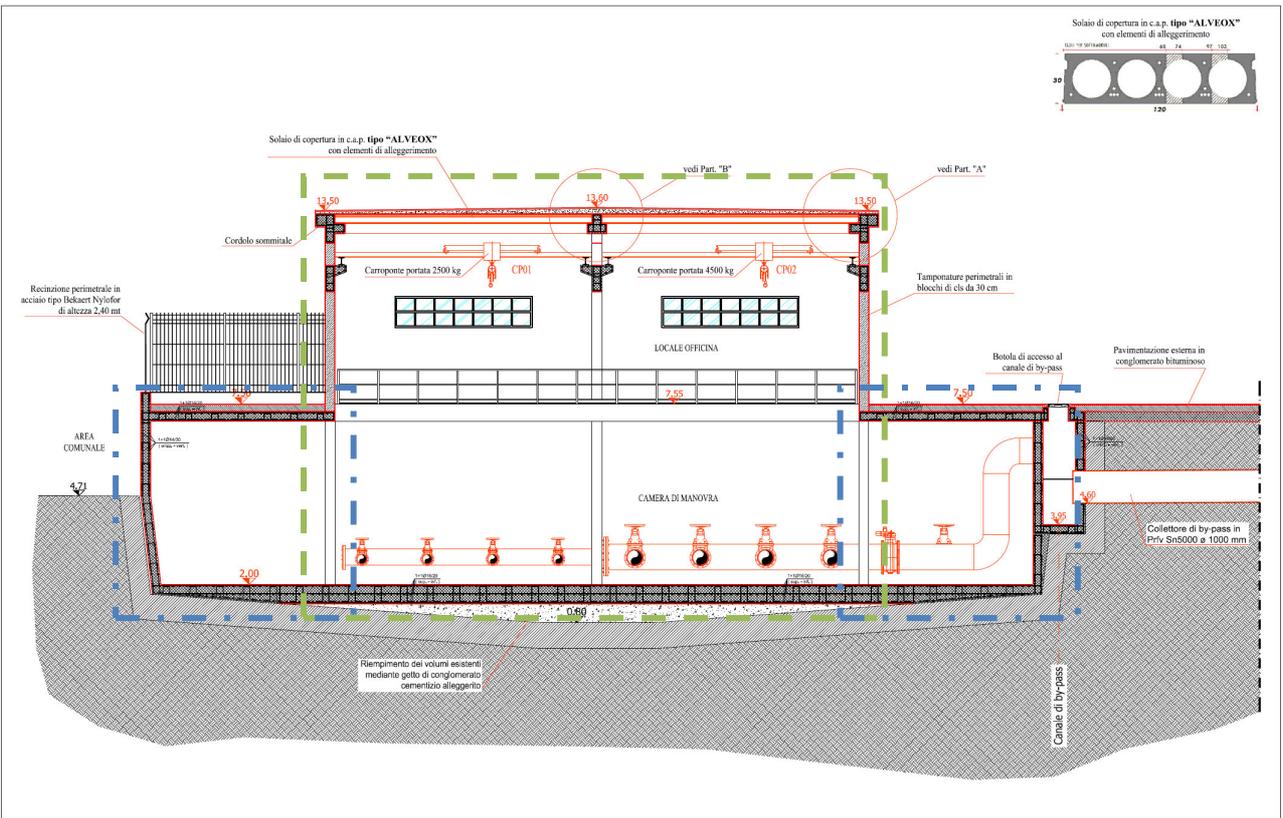
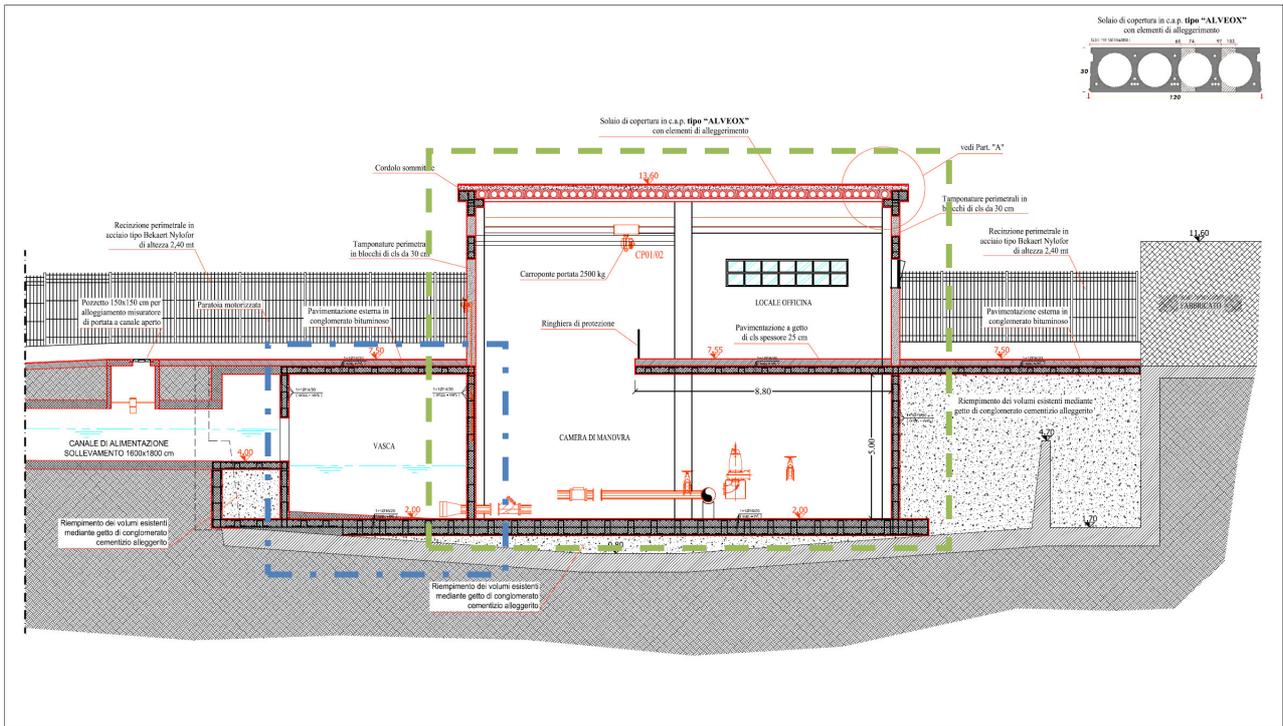
<i>Manufatto</i>	<i>Codice manufatto</i>	<i>Codice manufatto di riferimento</i>
San Giuseppe alle Paludi:	SGP	
1. Sollevamento_ capannone	SGPSolC	SGPSolC
2. Sollevamento_ camere interrato	SGPSolCI	SGPSolCI
3. Sollevamento_ cunicoli	SGPSolCu	SGPSolCI
4. Pretrattamenti_ capannone	SGPPreC	SGPPreC
5. Pretrattamenti_ camere interrato	SGPPreCI	SGPSolCI
6. Pretrattamenti_ cunicoli	SGPPreC	SGPSolCI
7. Microtunnelling_ platea di varo	SGPMiPI	SGPMiPI
8. Microtunnelling_ sbocco a mare	SGPMiSb	SGPSolCI
11.a. Microtunnelling_ monolita (CE)	SGPMiMo	SGPMiMo
Via Curgo:	CU	
9. Microtunnelling_ camera di spinta	CUMiCS	CUMiCS
10. Microtunnelling_ camera di arrivo	CUMiCA	CUMiCS
11. Microtunnelling_ cunicolo DNI 2000 – DNE 2400 (CE)	CUMiCu	CUMiCu
12. Microtunnelling_ paratia micropali camera spinta	CUMiPSp	CUMiPSp
13. Microtunnelling_ paratia micropali camera arrivo	CUMiPAr	CUMiPSp

Per maggiori dettagli si rimanda integralmente agli elaborati del progetto strutturale.

Nella presente relazione di calcolo delle strutture sono stati dimensionati i principali manufatti strutturali, i risultati ottenuti sono stati estesi su schemi analoghi di carpenterie in c.a. e strutture metalliche delle opere minori; in particolare con riferimento alla tabella di cui sopra sono state calcolate le opere per le quali il codice manufatto coincide con il codice manufatto di riferimento (codici in grassetto), per tutti gli altri interventi si estendono i risultati dei manufatti di cui al codice manufatto di riferimento corrispondente.

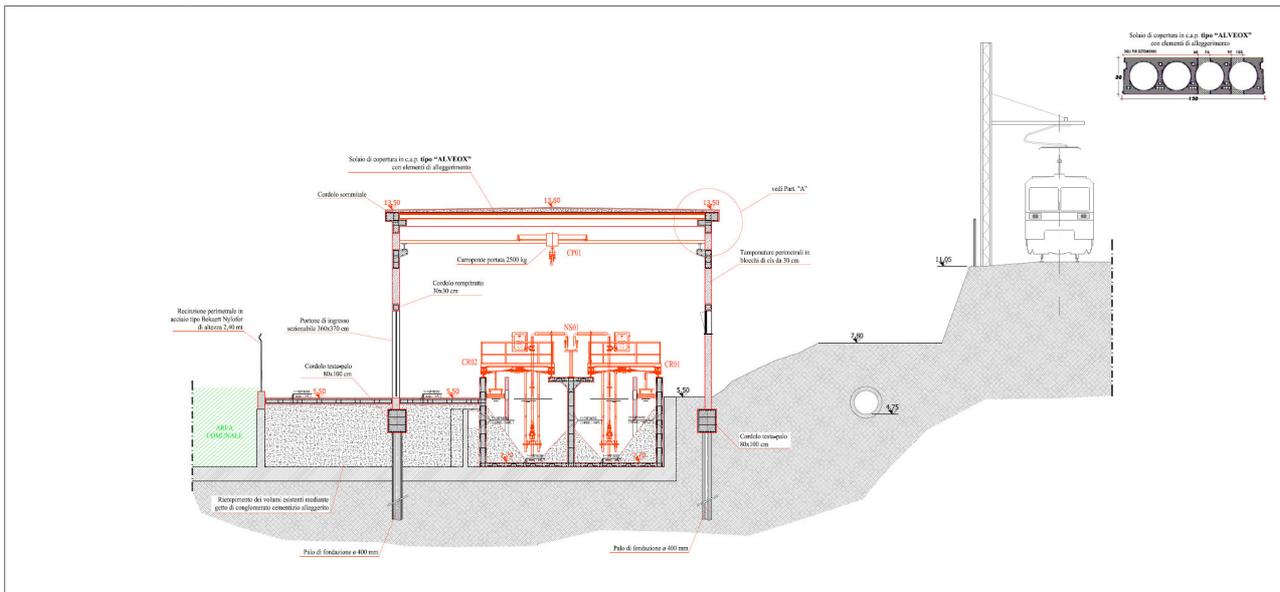
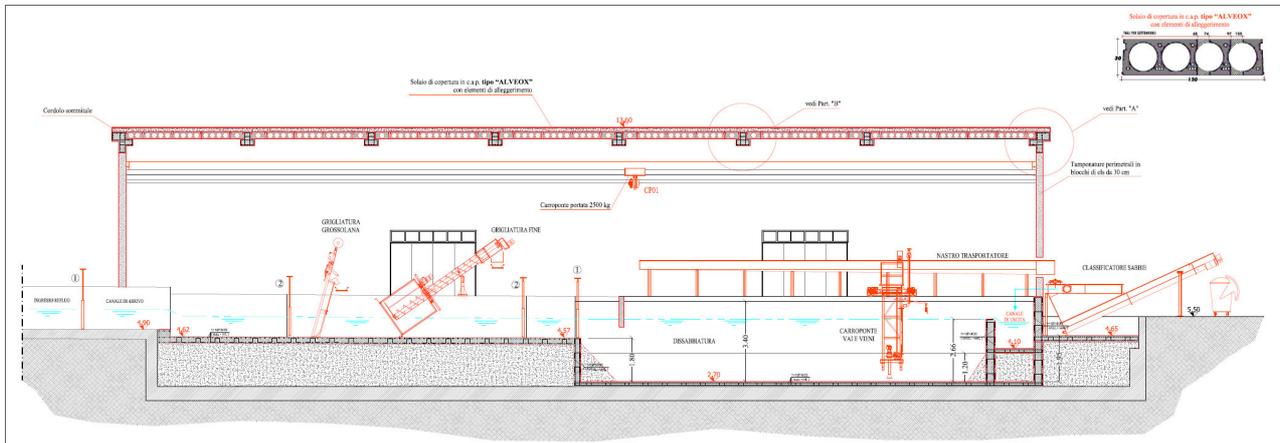
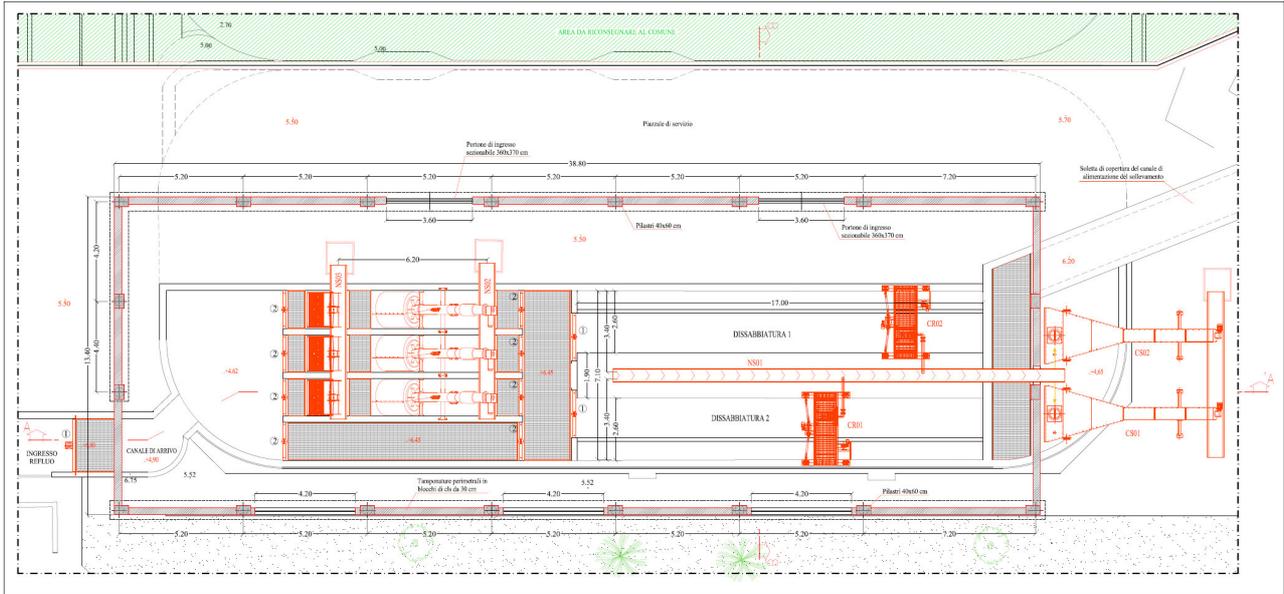
Di seguito si riportano gli schemi grafici delle strutture sopra descritte e di cui è stato eseguito il calcolo.

- Sollevamento_ capannone con struttura portante in c.a., tamponatura in blocchi in cls da 30cm e solaio di copertura in c.a.p tipo “ALVEOX” con elementi di alleggerimento (SGPSolC);
- Sollevamento_ camere interrato con struttura in c.a. (SGPSolCI);
- Pretrattamenti_ capannone con struttura portante in c.a., tamponatura in blocchi in cls da 30cm e solaio di copertura in c.a.p tipo “ALVEOX” con elementi di alleggerimento (SGPSolC);
- Microtunnelling_ platea di varo in c.a. (SGPMiPI);
- Microtunnelling_ camera di spinta in c.a. (CUMiCS);
- Microtunnelling_ paratia di micropali a sostegno dello scavo per manufatto camera di spinta DN 300 tubo DN 152,40 s=8mm i=0,30m L= (9,60+0,40 m) e cordolo di coronamento in c.a. 0,40x0,60m (CUMiPSp);

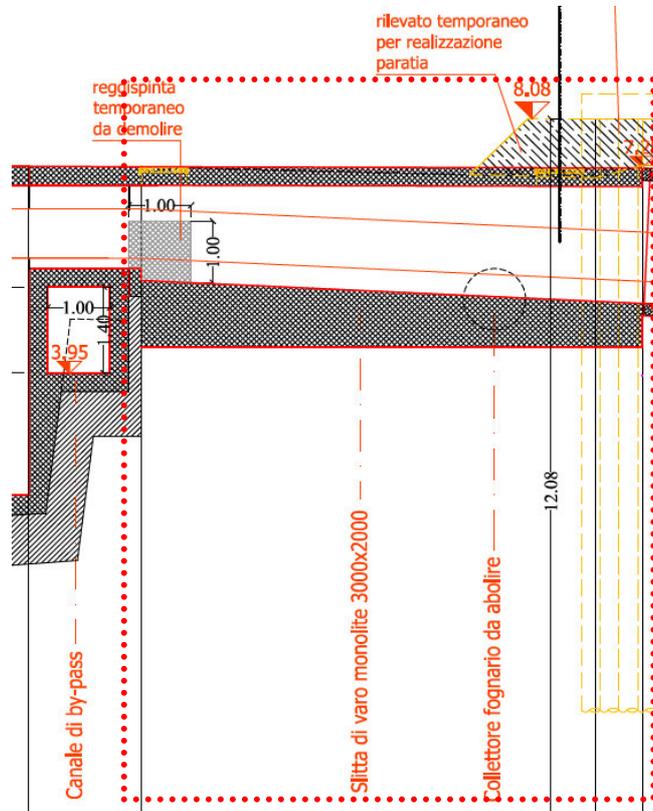
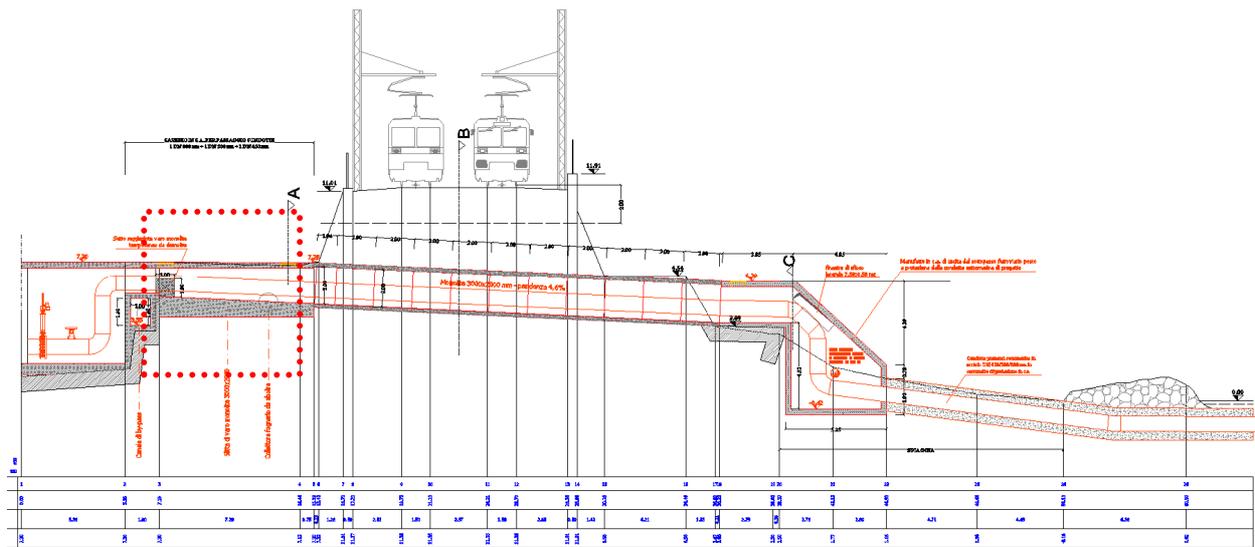


- - - Capannone
- - - Camere interrato

Pretrattamenti_ capannone in c.a. e camere interrrate

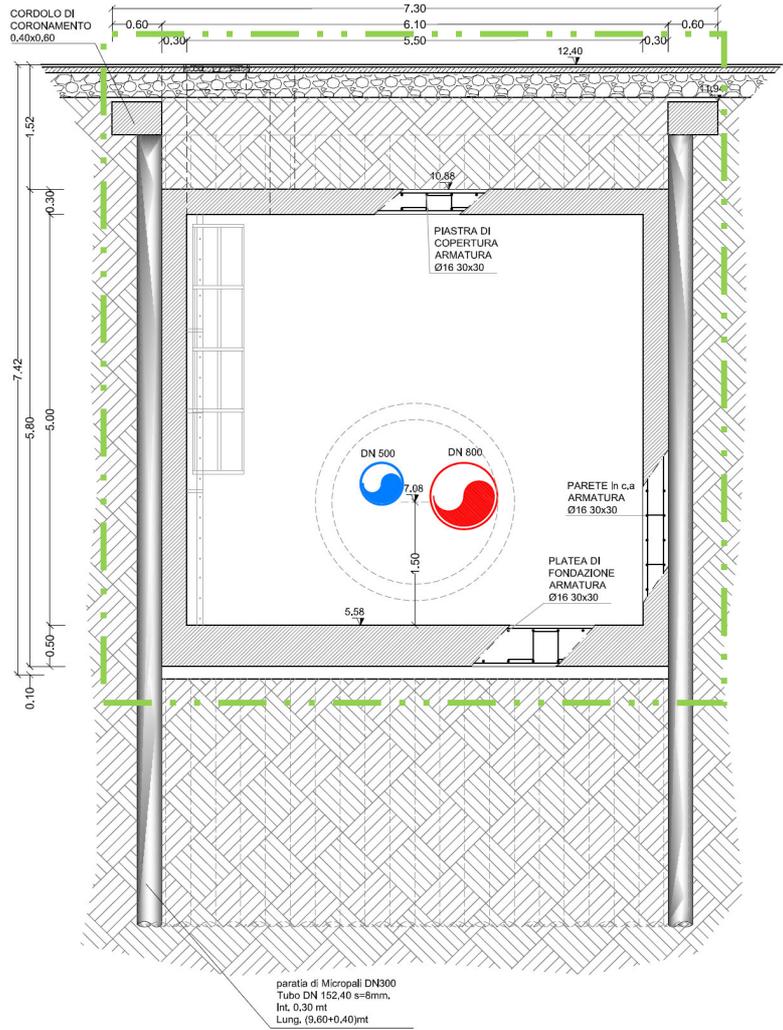
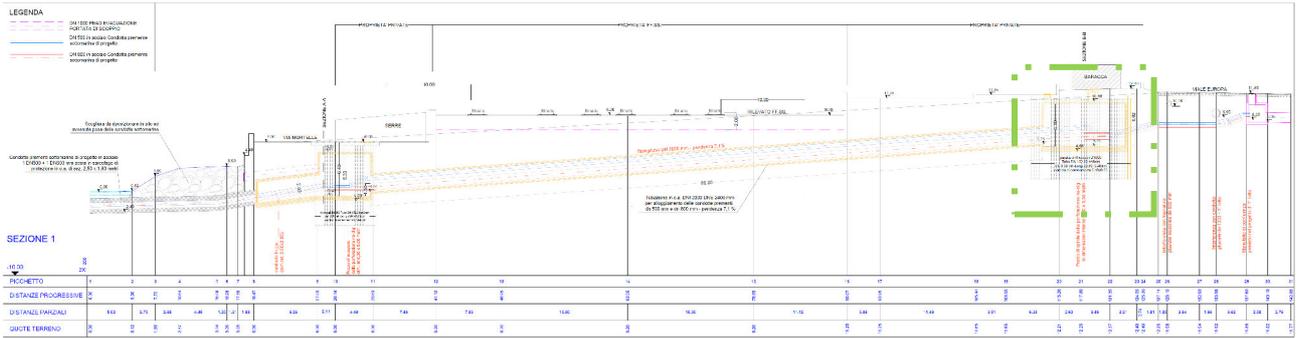


Microtunnelling_ platea di varo in c.a.



..... Platea di varo

Microtunnelling camera di spinta in c.a.



--- Camera di spinta

6.1 ANALISI DEI CARICHI MANUFATTI

I manufatti oggetto della presente relazione sono tutti interrati con soletta di copertura, valutati nelle diverse condizioni di funzionamento; di seguito si riporta l'analisi dei carichi eseguita per detta tipologia di opere rimandando nel dettaglio ai tabulati di calcolo sezione dati di input.

6.1.1 Sollevamento – capannone (SGPSolC)

Condizione di carico n. 1 - Peso proprio

Struttura in c.a. di fondazione/elevazione: calcolato in automatico dal software CDS

Condizione di carico n. 2 - Sovraccarico permanente

Scarico sulle mensole di appoggio (sbalzo di 30cm) del solaio in calcestruzzo armato precompresso tipo "ALVEOX" h.=30+5 cm:

Peso proprio:

▪ lastra solaio in calcestruzzo armato precompresso	363 kg/m ²
▪ Incidenza getto di testata (0,18 m ³ lastra 6×0,18=1,08 m ³)	55 kg/m ²
▪ Incidenza getto longitudinale (0,008 m ³ /ml 7,20×7×0,008=0,40 m ³)	20 kg/m ²
▪ Soletta collaborante s=5cm	125 kg/m ²
	<hr/>
	563 kg/m ²

Sovraccarico permanente (pacchetto di impermeabilizzazione ipotetico):

▪ Impermeabilizzazione copertura	
▫ Applicazione a fiamma di una doppia membrana in cartongesso bitumato (max 10 mm)	5 kg/m ²
▫ Massetto delle pendenze alleggerito con argilla espansa (max 10 cm)	180 kg/m ²
▫ Applicazione a fiamma di una doppia membrana in cartongesso bitumato (max 10 mm)	5 kg/m ²
▫ Resina tipo "THOROSEAL FX 110" della BASF o equivalente (max 5 mm)	5 kg/m ²
▫ Massetto di protezione (max 5 cm)	120 kg/m ²
	<hr/>
	315 kg/m ²
▪ Predisposizione eventuale fotovoltaico	150 kg/m ²
	<hr/>
	465 kg/m ²

Peso apparecchiature idrauliche su piastra di fondazione (esterno vasche)	1.000 kg/m ²
Peso apparecchiature di completamento su piastra di fondazione (interno vasche)	360 kg/m ²
Peso pavimentazione a getto di cls spessore 25cm su solaio a quota 7,30 (interno)	600 kg/m ²
Peso pavimentazione esterna in conglomerato bituminoso spessore 20cm su piastra di copertura vasche a quota 7,30	320 kg/m ²
Peso recinzione perimetrale in acciaio tipo Bekaert Nylofor	100 kg/m
Peso opere di completamento mensole di appoggio carroponte	100 kg/m ²
563Peso della tamponatura composta da blocchi di cls da 30cm, per un peso complessivo (riferito ad un metro quadro di parete, 8 blocchi da 34kg) pari a:	272 kg/m ²
Peso carroponte con portata 2.500 kg	1.400 kg
Peso carroponte con portata 4.500 kg	1.600 kg

Condizione di carico n. 3 - Carico da neve (come da calcoli di seguito allegati)

Carico da neve sulla piastra di copertura e sul terrapieno 48,95 kg/m²

Condizione di carico n. 4 - Carico variabile accidentale (Cat. E2 Ambienti ad uso industriale)

Carico variabile carroponte con portata 2.500 kg	2.500 kg
Carico variabile carroponte con portata 4.500 kg	4.500 kg
Carico variabile su tutta la piastra di fondazione	500 kg/m ²
Carico variabile sul solaio di copertura	100 kg/m ²

Condizione di carico n. 5 - Carico variabile accidentale (Cat. G Parcheggi q < 30kN)

Carico variabile su tutta la piastra a quota 7,30 1.000 kg/m²

Condizione di carico n. 6 - Carico variabile accidentale (Cat. H Coperture)

Carico variabile su solaio di copertura in calcestruzzo armato precompresso tipo "ALVEOX" 100 kg/m²

Condizione di carico n. 7 – Carico permanente - spinta dell'acqua all'interno della vasca

E' considerato in tale condizione la spinta dell'acqua all'interno della vasca.

Condizione di carico n. 8 – Correzione torsionale lungo x

La correzione torsionale, secondo le Norme Tecniche del 2005, va sempre applicata a qualunque struttura calcolata sismicamente, e si potrà scegliere in che modo tenere conto di tale correzione tra le due seguenti possibilità:

- **Ecc. + 5%** - In aggiunta all'eccentricità effettiva, si dovrà considerare un'eccentricità accidentale, traslando il centro di massa di ciascun piano, in ognuna delle direzioni considerate, di una distanza pari al 5% della dimensione massima in pianta del piano in direzione ortogonale a quella del sisma.

- **Delta** – Amplificazione delle forze da applicare a ciascun elemento verticale con un fattore δ risultante dalla seguente espressione:

$$\delta = 1 + \frac{0.6 \cdot x}{L_c}$$

essendo:

x = distanza dell'elemento resistente verticale dal baricentro geometrico dell'edificio, misurata ortogonalmente alla direzione dell'azione sismica considerata;

L_c = distanza tra i due elementi resistenti più lontani, misurata in maniera analoga.

Condizione di carico n. 6 – Correzione torsionale lungo y**Condizione di carico n. 7 – Sisma lungo x**

Valutata con il metodo dell'analisi sismica dinamica ai sensi del § 7 D.M. 14.01.2008.

La struttura è stata calcolata con un'analisi di tipo **dinamico modale** a masse concentrate su tutti i nodi della struttura e le relative forze orizzontali risultano così applicate alla struttura in modo più diffuso, nodo per nodo. Ciò comporta il vantaggio di potere effettuare un'analisi sismica corretta anche in assenza di impalcati rigidi (tralicci, strutture senza solai rigidi o controventi di piano), e con la migliore approssimazione dovuta alla distribuzione delle azioni più aderente alla realtà. Le forze sono ottenute ipotizzando una distribuzione di tipo triangolare, ottenuta tramite dei coefficienti moltiplicativi che crescono con l'altezza del nodo.

Condizione di carico n. 8 – Sisma lungo y

Valutata con il metodo dell'analisi sismica dinamica ai sensi del § 7 D.M. 14.01.2008.

Condizione di carico n. 9 – Coefficiente Sigma Profili

La condizione COEFF. SIGMA PROFILI entra in gioco soltanto se nella struttura da calcolare sono presenti aste in acciaio, in caso contrario verrà ignorata dal programma. Il coefficiente associato a questa condizione andrà a moltiplicare la tensione ammissibile dell'acciaio componente i profili utilizzati, sarà quindi possibile incrementare o ridurre tale valore per motivi di sicurezza o simulare condizioni particolari. Nel caso specifico è stato considerato un coefficiente pari a 1.

6.1.2 Sollevamento – camere interrato (SGPSolCI)**Condizione di carico n. 1 - Peso proprio**

Struttura in c.a. di fondazione/elevazione: calcolato in automatico dal software CDS

Condizione di carico n. 2 - Sovraccarico permanente

Peso pavimentazione esterna in conglomerato bituminoso su piastra di copertura spessore 20cm	320 kg/m ²
Peso opere di completamento su piastra di fondazione	200 kg/m ²
Peso recinzione perimetrale in acciaio tipo Bekaert Nylofor	100 kg/m

Condizione di carico n. 3 - Carico da neve (come da calcoli di seguito allegati)

Carico da neve sulla piastra di copertura e sul terrapieno	48,95 kg/m ²
--	-------------------------

Condizione di carico n. 4 - Carico variabile accidentale (Cat. E2 Ambienti ad uso industriale)

Carico variabile per interventi di manutenzione sulla piastra di fondazione	300 kg/m ²
---	-----------------------

Condizione di carico n. 5 - Carico variabile accidentale (Cat. G Parcheggi q > 30kN)

Carico variabile sulla piastra di copertura	3.000 kg/m ²
---	-------------------------

Condizione di carico n. 6 – Carico permanente - spinta dell'acqua all'interno della vasca

E' considerato in tale condizione la spinta dell'acqua all'interno della vasca.

Condizione di carico n. 7 – Correzione torsionale lungo x

La correzione torsionale, secondo le Norme Tecniche del 2005, va sempre applicata a qualunque struttura calcolata sismicamente, e si potrà scegliere in che modo tenere conto di tale correzione tra le due seguenti possibilità:

- **Ecc. + 5%** - In aggiunta all'eccentricità effettiva, si dovrà considerare un'eccentricità accidentale, traslando il centro di massa di ciascun piano, in ognuna delle direzioni considerate, di una distanza pari al 5% della dimensione massima in pianta del piano in direzione ortogonale a quella del sisma.

- **Delta** – Amplificazione delle forze da applicare a ciascun elemento verticale con un fattore δ risultante dalla seguente espressione:

$$\delta = 1 + \frac{0.6 \cdot x}{L_c}$$

essendo:

x = distanza dell'elemento resistente verticale dal baricentro geometrico dell'edificio, misurata ortogonalmente alla direzione dell'azione sismica considerata;

L_c = distanza tra i due elementi resistenti più lontani, misurata in maniera analoga.

Condizione di carico n. 8 – Correzione torsionale lungo y

Condizione di carico n. 9 – Sisma lungo x

Valutata con il metodo dell'analisi sismica dinamica ai sensi del § 7 D.M. 14.01.2008.

La struttura è stata calcolata con un'analisi di tipo **dinamico modale** a masse concentrate su tutti i nodi della struttura e le relative forze orizzontali risultano così applicate alla struttura in modo più diffuso, nodo per nodo. Ciò comporta il vantaggio di potere effettuare un'analisi sismica corretta anche in assenza di impalcati rigidi (tralicci, strutture senza solai rigidi o controventi di piano), e con la migliore approssimazione dovuta alla distribuzione delle azioni più aderente alla realtà. Le forze sono ottenute ipotizzando una distribuzione di tipo triangolare, ottenuta tramite dei coefficienti moltiplicativi che crescono con l'altezza del nodo.

Condizione di carico n. 10 – Sisma lungo y

Valutata con il metodo dell'analisi sismica dinamica ai sensi del § 7 D.M. 14.01.2008.

Condizione di carico n. 11 – Coefficiente Sigma Profili

La condizione COEFF. SIGMA PROFILI entra in gioco soltanto se nella struttura da calcolare sono presenti aste in acciaio, in caso contrario verrà ignorata dal programma. Il coefficiente associato a questa condizione andrà a moltiplicare la tensione ammissibile dell'acciaio componente i profili utilizzati, sarà quindi possibile incrementare o ridurre tale valore per motivi di sicurezza o simulare condizioni particolari. Nel caso specifico è stato considerato un coefficiente pari a 1.

6.1.3 Pretrattamenti – capannone (SGPPreC)

Struttura in c.a. di fondazione/elevazione: calcolato in automatico dal software CDS

Condizione di carico n. 2 - Sovraccarico permanente

Scarico sulle mensole di appoggio (sbalzo di 30cm) del solaio in calcestruzzo armato precompresso tipo "ALVEOX" h.=30+5 cm:

Peso proprio:

▪ lastra solaio in calcestruzzo armato precompresso	363 kg/m ²
▪ Incidenza getto di testata (0,18 m ³ lastra 6×0,18=1,08 m ³)	55 kg/m ²
▪ Incidenza getto longitudinale (0,008 m ³ /ml 7,20×7×0,008=0,40 m ³)	20 kg/m ²
▪ Soletta collaborante s=5cm	125 kg/m ²
	<hr/>
	563 kg/m ²

Sovraccarico permanente (pacchetto di impermeabilizzazione ipotetico):

▪ Impermeabilizzazione copertura	
▫ Applicazione a fiamma di una doppia membrana in cartongesso bitumato (max 10 mm)	5 kg/m ²
▫ Massetto delle pendenze alleggerito con argilla espansa (max 10 cm)	180 kg/m ²
▫ Applicazione a fiamma di una doppia membrana in cartongesso bitumato (max 10 mm)	5 kg/m ²
▫ Resina tipo "THOROSEAL FX 110" della BASF o equivalente (max 5 mm)	5 kg/m ²
▫ Massetto di protezione (max 5 cm)	120 kg/m ²
	<hr/>
	315 kg/m ²
▪ Predisposizione eventuale fotovoltaico	150 kg/m ²
	<hr/>
	465 kg/m ²

Peso della tamponatura composta da blocchi di cls da 30cm, per un peso complessivo (riferito ad un metro quadro di parete, 8 blocchi da 34kg) pari a: 272 kg/m²
 Peso carroponte dissabbiatura 1.500 kg

Condizione di carico n. 3 - Carico da neve (come da calcoli di seguito allegati)

Carico da neve sulla piastra di copertura e sul terrapieno 48,95 kg/m²

Condizione di carico n. 4 - Carico variabile accidentale (Cat. E2 Ambienti ad uso industriale)

Carico variabile sul solaio di copertura 100 kg/m²

Condizione di carico n. 5 – Carico variabile accidentale (Cat. E2 Ambienti ad uso industriale)

Carico variabile per carroponte in esercizio 2.500 kg

Condizione di carico n. 6 – Correzione torsionale lungo x

La correzione torsionale, secondo le Norme Tecniche del 2005, va sempre applicata a qualunque struttura calcolata sismicamente, e si potrà scegliere in che modo tenere conto di tale correzione tra le due seguenti possibilità:

- **Ecc. + 5%** - In aggiunta all'eccentricità effettiva, si dovrà considerare un'eccentricità accidentale, traslando il centro di massa di ciascun piano, in ognuna delle direzioni considerate, di una distanza pari al 5% della dimensione massima in pianta del piano in direzione ortogonale a quella del sisma.

- **Delta** – Amplificazione delle forze da applicare a ciascun elemento verticale con un fattore δ risultante dalla seguente espressione:

$$\delta = 1 + \frac{0.6 \cdot x}{L_c}$$

essendo:

x = distanza dell'elemento resistente verticale dal baricentro geometrico dell'edificio, misurata ortogonalmente alla direzione dell'azione sismica considerata;

L_c = distanza tra i due elementi resistenti più lontani, misurata in maniera analoga.

Condizione di carico n. 7 – Correzione torsionale lungo y**Condizione di carico n. 8 – Sisma lungo x**

Valutata con il metodo dell'analisi sismica dinamica ai sensi del § 7 D.M. 14.01.2008.

La struttura è stata calcolata con un'analisi di tipo **dinamico modale** a masse concentrate su tutti i nodi della struttura e le relative forze orizzontali risultano così applicate alla struttura in modo più diffuso, nodo per nodo. Ciò comporta il vantaggio di potere effettuare un'analisi sismica corretta anche in assenza di impalcati rigidi (tralicci, strutture senza solai rigidi o controventi di piano), e con la migliore approssimazione dovuta alla distribuzione delle azioni più aderente alla realtà. Le forze sono ottenute ipotizzando una distribuzione di tipo triangolare, ottenuta tramite dei coefficienti moltiplicativi che crescono con l'altezza del nodo.

Condizione di carico n. 9 – Sisma lungo y

Valutata con il metodo dell'analisi sismica dinamica ai sensi del § 7 D.M. 14.01.2008.

Condizione di carico n. 10 – Coefficiente Sigma Profili

La condizione COEFF. SIGMA PROFILI entra in gioco soltanto se nella struttura da calcolare sono presenti aste in acciaio, in caso contrario verrà ignorata dal programma. Il coefficiente associato a questa condizione andrà a moltiplicare la tensione ammissibile dell'acciaio componente i profili utilizzati, sarà quindi possibile incrementare o ridurre tale valore per motivi di sicurezza o simulare condizioni particolari. Nel caso specifico è stato considerato un coefficiente pari a 1.

6.1.4 Microtunnelling – platea di varo (SGPMiPl)**Condizione di carico n. 1 - Peso proprio**

Struttura in c.a. di fondazione/elevazione: calcolato in automatico dal software CDS

Condizione di carico n. 2 - Sovraccarico permanente

Peso apparecchiature: 1.000 kg/m²

Spinta microtunnelling 30 t

Condizione di carico n. 3 - Carico da neve (come da calcoli di seguito allegati)

Carico da neve sulla piastra di copertura e sul terrapieno 49,92 kg/m²

Condizione di carico n. 4 - Carico variabile accidentale (Cat. E2 Ambienti ad uso industriale)Carico variabile 500 kg/m²**Condizione di carico n. 5 – Correzione torsionale lungo x**

La correzione torsionale, secondo le Norme Tecniche del 2005, va sempre applicata a qualunque struttura calcolata sismicamente, e si potrà scegliere in che modo tenere conto di tale correzione tra le due seguenti possibilità:

- **Ecc. + 5%** - In aggiunta all'eccentricità effettiva, si dovrà considerare un'eccentricità accidentale, traslando il centro di massa di ciascun piano, in ognuna delle direzioni considerate, di una distanza pari al 5% della dimensione massima in pianta del piano in direzione ortogonale a quella del sisma.

- **Delta** – Amplificazione delle forze da applicare a ciascun elemento verticale con un fattore δ risultante dalla seguente espressione:

$$\delta = 1 + \frac{0.6 \cdot x}{L_c}$$

essendo:

x = distanza dell'elemento resistente verticale dal baricentro geometrico dell'edificio, misurata ortogonalmente alla direzione dell'azione sismica considerata;

L_c = distanza tra i due elementi resistenti più lontani, misurata in maniera analoga.

Condizione di carico n. 6 – Correzione torsionale lungo y**Condizione di carico n. 7 – Sisma lungo x**

Valutata con il metodo dell'analisi sismica dinamica ai sensi del § 7 D.M. 14.01.2008.

La struttura è stata calcolata con un'analisi di tipo **dinamico modale** a masse concentrate su tutti i nodi della struttura e le relative forze orizzontali risultano così applicate alla struttura in modo più diffuso, nodo per nodo. Ciò comporta il vantaggio di potere effettuare un'analisi sismica corretta anche in assenza di impalcati rigidi (tralicci, strutture senza solai rigidi o controventi di piano), e con la migliore approssimazione dovuta alla distribuzione delle azioni più aderente alla realtà. Le forze sono ottenute ipotizzando una distribuzione di tipo triangolare, ottenuta tramite dei coefficienti moltiplicativi che crescono con l'altezza del nodo.

Condizione di carico n. 8 – Sisma lungo y

Valutata con il metodo dell'analisi sismica dinamica ai sensi del § 7 D.M. 14.01.2008.

Condizione di carico n. 9 – Coefficiente Sigma Profili

La condizione COEFF. SIGMA PROFILI entra in gioco soltanto se nella struttura da calcolare sono presenti aste in acciaio, in caso contrario verrà ignorata dal programma. Il coefficiente associato a questa condizione andrà a moltiplicare la tensione ammissibile dell'acciaio componente i profili utilizzati, sarà quindi possibile incrementare o ridurre tale valore per motivi di sicurezza o simulare condizioni particolari. Nel caso specifico è stato considerato un coefficiente pari a 1.

6.1.5 Microtunnelling – camera di spinta (CuMiCS)**Condizione di carico n. 1 - Peso proprio**

Struttura in c.a. di fondazione/elevazione: calcolato in automatico dal software CDS

Condizione di carico n. 2 - Sovraccarico permanente

Peso terreno di ricoprimento su piastra di copertura	2.900 kg/m ²
Peso tubi su piastra di fondazione	500 kg/m ²
Spinta microtunnelling	30 t

Condizione di carico n. 3 - Carico da neve (come da calcoli di seguito allegati)

Carico da neve sulla piastra di copertura e sul terrapieno	48,95 kg/m ²
--	-------------------------

Condizione di carico n. 4 - Carico variabile accidentale (Cat. E2 Ambienti ad uso industriale)

Carico variabile per interventi di manutenzione sulla piastra di fondazione	300 kg/m ²
---	-----------------------

Condizione di carico n. 5 - Carico variabile accidentale (Cat. G Parcheggi q > 30kN)

Carico variabile sulla piastra di copertura	3.000 kg/m ²
---	-------------------------

Condizione di carico n. 6 – Terreno spingente con sovraccarico e incremento sismico lungo x e y

E' considerato in tale condizione la spinta attiva del terreno, del sovraccarico accidentale intorno alla vasca (3.000 kg/m²) e l'incremento sismico.

Condizione di carico n. 7 – Carico variabile - spinta dell'acqua all'interno della vasca (Cat. E2 Ambienti ad uso industriale)

E' considerato in tale condizione la spinta dell'acqua all'interno della vasca nel caso di rottura del collettore.

Condizione di carico n. 8 – Correzione torsionale lungo x

La correzione torsionale, secondo le Norme Tecniche del 2005, va sempre applicata a qualunque struttura calcolata sismicamente, e si potrà scegliere in che modo tenere conto di tale correzione tra le due seguenti possibilità:

- **Ecc. + 5%** - In aggiunta all'eccentricità effettiva, si dovrà considerare un'eccentricità accidentale, traslando il centro di massa di ciascun piano, in ognuna delle direzioni considerate, di una distanza pari al 5% della dimensione massima in pianta del piano in direzione ortogonale a quella del sisma.

- **Delta** – Amplificazione delle forze da applicare a ciascun elemento verticale con un fattore δ risultante dalla seguente espressione:

$$\delta = 1 + \frac{0.6 \cdot x}{L_c}$$

essendo:

x = distanza dell'elemento resistente verticale dal baricentro geometrico dell'edificio, misurata ortogonalmente alla direzione dell'azione sismica considerata;

L_c = distanza tra i due elementi resistenti più lontani, misurata in maniera analoga.

Condizione di carico n. 9 – Correzione torsionale lungo y

Condizione di carico n. 10 – Sisma lungo x

Valutata con il metodo dell'analisi sismica dinamica ai sensi del § 7 D.M. 14.01.2008.

La struttura è stata calcolata con un'analisi di tipo **dinamico modale** a masse concentrate su tutti i nodi della struttura e le relative forze orizzontali risultano così applicate alla struttura in modo più diffuso, nodo per nodo. Ciò comporta il vantaggio di potere effettuare un'analisi sismica corretta anche in assenza di impalcati rigidi (tralicci, strutture senza solai rigidi o controventi di piano), e con la migliore approssimazione dovuta alla distribuzione delle azioni più aderente alla realtà. Le forze sono ottenute ipotizzando una distribuzione di tipo triangolare, ottenuta tramite dei coefficienti moltiplicativi che crescono con l'altezza del nodo.

Condizione di carico n. 11 – Sisma lungo y

Valutata con il metodo dell'analisi sismica dinamica ai sensi del § 7 D.M. 14.01.2008.

Condizione di carico n. 12 – Coefficiente Sigma Profili

La condizione COEFF. SIGMA PROFILI entra in gioco soltanto se nella struttura da calcolare sono presenti aste in acciaio, in caso contrario verrà ignorata dal programma. Il coefficiente associato a questa condizione andrà a moltiplicare la tensione ammissibile dell'acciaio componente i profili utilizzati, sarà quindi possibile incrementare o ridurre tale valore per motivi di sicurezza o simulare condizioni particolari. Nel caso specifico è stato considerato un coefficiente pari a 1.

6.1.6 Microtunnelling – paratia di micropali camera di spinta (CuMiPSP)

Peso proprio

Struttura in c.a. di fondazione/elevazione: calcolato in automatico dal software CDS

Terreno spingente con sovraccarico e incremento sismico - E' considerato in tale condizione la spinta attiva del terreno, del sovraccarico permanente, del sovraccarico accidentale e l'incremento sismico.

6.1.7 Carico da neve

AZIONE DELLA NEVE

Carico neve

Il carico provocato dalla neve sulle coperture sarà valutato mediante la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t \quad (3.3.7)$$

dove:

q_s è il carico neve sulla copertura;

μ_i è il coefficiente di forma della copertura, fornito al successivo § 3.4.5;

q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/m²];

C_E è il coefficiente di esposizione;

C_t è il coefficiente termico.

Si ipotizza che il carico agisca in direzione verticale e lo si riferisce alla proiezione orizzontale della superficie della copertura.

Valore caratteristico del carico neve al suolo

○	<p>Zona I - Alpina Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbania, Vercelli, Vicenza</p> $q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2 \quad a_s \leq 200 \text{ m}$ $q_{sk} = 1,39 [1 + (a_s/728)^2] \text{ kN/m}^2 \quad a_s > 200 \text{ m} \quad (3.3.8)$	<p style="text-align: center;">Zone di carico da neve kN/m²</p> <p style="text-align: center;">1 1,50 2 1,00 3 0,60</p>
○	<p>Zona I - Mediterranea Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso,</p> $q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2 \quad a_s \leq 200 \text{ m}$ $q_{sk} = 1,35 [1 + (a_s/602)^2] \text{ kN/m}^2 \quad a_s > 200 \text{ m} \quad (3.3.9)$	
○	<p>Zona II Arezzo, Ascoli Piceno, Bari, Campobasso, Chieti, Ferrara, Firenze, Foggia, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona</p> $q_{sk} = 1,00 \text{ kN/m}^2 \quad a_s \leq 200 \text{ m}$ $q_{sk} = 0,85 [1 + (a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2 \quad a_s > 200 \text{ m} \quad (3.3.10)$	
●	<p>Zona III Agrigento, Avellino, Benevento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Frosinone, Grosseto, L'Aquila, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastra, Olbia Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Rieti, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo</p> $q_{sk} = 0,60 \text{ kN/m}^2 \quad a_s \leq 200 \text{ m}$ $q_{sk} = 0,51 [1 + (a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2 \quad a_s > 200 \text{ m} \quad (3.3.11)$	

Figura 3.4.1 – Zone di carico da neve

$$a_s = 18 \text{ mslm}$$

$$q_{sk} = 0,60 \text{ kN/m}^2$$

Coefficiente di esposizione

Topografia	C_E	Descrizione
<input type="radio"/> Battuta dai venti	0,90	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti.
<input checked="" type="radio"/> Normale	1,00	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.
<input type="radio"/> Riparata	1,10	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti

Coefficiente termico

Il coefficiente termico può essere utilizzato per tener conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente tiene conto delle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere utilizzato $C_t = 1$.

$$C_t = 1$$

Coefficiente di forma

In generale verranno usati i coefficienti di forma per il carico neve contenuti nel presente paragrafo, dove vengono indicati i relativi valori nominali essendo α , espresso in gradi sessagesimali, l'angolo formato dalla falda con l'orizzontale. I valori del coefficiente di forma μ_1 , riportati in Tab. 3.4.II si riferiscono alle coperture ad una o due falde.

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$	0,0

Tabella 3.4.II – Valori del coefficiente di forma

Copertura ad una falda

Si assume che la neve non sia impedita di scivolare. Se l'estremità più bassa della falda termina con un parapetto, una barriera od altre ostruzioni, allora il coefficiente di forma non potrà essere assunto inferiore a 0,8 indipendentemente dall'angolo α . Si deve considerare la condizione riportata in Fig. 3.4.2, la quale deve essere utilizzata per entrambi i casi di carico con o senza vento.

Estremità falda senza impedimento

$$\alpha = 0,00^\circ$$

$$\mu_1 = 0,80$$

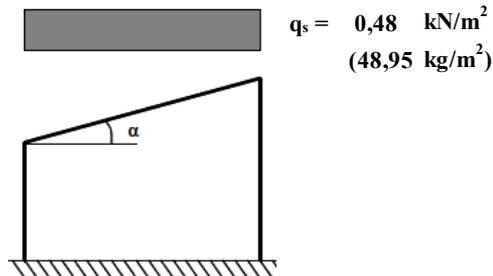


Figura 3.4.2 – Condizioni di carico per coperture ad una falda

6.2 COMBINAZIONI DI CARICO (AI SENSI DEL DM 14.01.2008)

Le combinazioni di carico sono riportate nei tabulati allegati al fascicolo dei calcoli.

Sono state considerate le condizioni di carico ritenute più gravose per la struttura in esame nel suo complesso e per ognuna delle strutture resistenti.

7 RELAZIONE SULLA MODELLAZIONE SISMICA DEL SITO DI COSTRUZIONE

In fase progettuale, fissato il periodo di riferimento V_R (vedi § 2.4 delle NTC DM 14 Gennaio 2008) e stabilita la probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} (funzione dello stato limite considerato, vedi Tabella 1), è possibile stimare il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R attraverso l'espressione:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})}$$

Stati limite di esercizio (P_{VR})	Stati limite ultimi (P_{VR})
SLO - Stato limite di operatività (81%)	SLV - Stato limite di salvaguardia della Vita (10%)
SLD - Stato limite di danno (63%)	SLC - Stato limite di prevenzione del collasso (5%)

Tabella 1 - Definizione degli stati limite secondo le Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni e relative probabilità di superamento P_{VR} (Tab. 3.2.I delle NTC)

Qualora la pericolosità sismica su reticolo di riferimento (vedi Allegato B delle NTC DM 14 Gennaio 2008) non contempli il periodo di ritorno corrispondente al V_R e alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} fissate in progetto, il valore del generico parametro p (a_g , F_o , T^*_c) ad esso corrispondente potrà essere ricavato per interpolazione, a partire dai dati relativi ai T_R previsti nella pericolosità sismica, utilizzando l'espressione seguente:

$$\log(p) = \log(p_1) + \log\left(\frac{p_2}{p_1}\right) \cdot \log\left(\frac{T_R}{T_{R1}}\right) \cdot \left[\log\left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}}\right)\right]^{-1}$$

nella quale:

- p è il valore del parametro di interesse corrispondente al periodo di ritorno T_R desiderato;
- T_{R1} , T_{R2} sono i periodi di ritorno più prossimi a T_R per i quali si dispone dei valori p_1 e p_2 del generico parametro p .

7.1 STATI LIMITE

I valori dei parametri a_g , F_o , T^*_c relativi alla pericolosità sismica su reticolo di riferimento sono forniti nelle tabelle riportate nell'ALLEGATO B delle NTC.

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Gli stati limite di esercizio sono:

- **Stato Limite di Operatività (SLO):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- **Stato Limite di Danno (SLD):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli stati limite ultimi sono:

- **Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV):** a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- **Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC):** a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

7.2 REQUISITI NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE (EDIFICI DI NUOVA REALIZZAZIONE)

Sotto l'effetto delle azioni sismiche, deve essere garantito il rispetto degli stati limite ultimi e di esercizio, individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo il volume significativo di terreno, le strutture di fondazione, gli elementi strutturali, gli elementi non strutturali, gli impianti.

In mancanza di espresse indicazioni in merito, il rispetto dei vari stati limite si considera conseguito:

- nei confronti di tutti gli stati limite di esercizio, qualora siano rispettate le verifiche relative al solo SLD;
- nei confronti di tutti gli stati limite ultimi, qualora siano rispettate le indicazioni progettuali e costruttive e siano soddisfatte le verifiche relative al solo SLV.

Fanno eccezione a quanto detto le costruzioni di classe d'uso III e IV, per gli elementi non strutturali e gli impianti delle quali è richiesto anche il rispetto delle verifiche di sicurezza relative allo SLO.

Per contenere le incertezze e garantire un buon comportamento delle strutture sotto azioni sismiche, devono essere adottati provvedimenti specifici volti ad assicurare caratteristiche di duttilità agli elementi strutturali ed alla costruzione nel suo insieme.

Le strutture di fondazione devono resistere agli effetti risultanti della risposta del terreno e delle strutture sovrastanti, senza spostamenti permanenti incompatibili con lo stato limite di riferimento.

7.3 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEI TERRENI

Caratteristica peculiare della risposta sismica di un sito sono, oltre alle caratteristiche geolitologiche, anche i contenuti delle vibrazioni spettrali in arrivo, e la loro interazione positiva con la frequenza propria dei manufatti. Infatti, in presenza di siti costituiti da terreni capaci di attenuare il passaggio delle onde sismiche, ed in presenza di epicentri poco profondi si possono avere fenomeni di amplificazione.

Le "Norme Tecniche per le Costruzioni" - D.M. del 14/01/2008, pubblicate sulla Gazzetta Ufficiale n. 29 del 4 febbraio 2008 con Supplemento Ordinario n. 30, definiscono le regole da seguire per la progettazione, esecuzione e collaudo delle costruzioni, sia in zona sismica che in zona non sismica. Esse forniscono i criteri generali di sicurezza, precisano le azioni che devono essere utilizzate nel progetto, definiscono le caratteristiche dei materiali e dei prodotti e, più in generale, trattano gli aspetti attinenti alla sicurezza strutturale delle opere. Le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. Quest'ultima costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica di un sito deve essere valutata sia in termini geografici (condizioni topografiche del sito) che in termini temporali (vita di riferimento della costruzione); tali condizioni possono ritenersi soddisfatte se i risultati dello studio di pericolosità sono forniti:

- in termini di valori di accelerazione orizzontale massima a_g e dei parametri che permettono di definire gli spettri di risposta nelle condizioni di sito di riferimento rigido orizzontale.
- in corrispondenza dei punti di un reticolo (reticolo di riferimento) i cui nodi sono sufficientemente vicini fra loro (non distano più di 10 km);
- per diverse probabilità di superamento in 50 anni e/o diversi periodi di ritorno T_R ricadenti in un intervallo di riferimento compreso almeno tra 30 e 2475 anni, estremi inclusi.

L'azione sismica così individuata viene successivamente variata per tenere conto delle modifiche prodotte dalle condizioni locali stratigrafiche del sottosuolo effettivamente presente nel sito di costruzione e dalla morfologia della superficie. Tali modifiche caratterizzano la risposta sismica locale.

Le azioni di progetto si ricavano dalle accelerazioni a_g e dalle relative forme spettrali. Le forme spettrali previste dalle NTC sono definite, sul sito di riferimento rigido ed orizzontale, in funzione di tre parametri:

- a_g accelerazione orizzontale massima del terreno (espresso in $g/10$);
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale (parametro adimensionale);
- T_c^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale (espresso in secondi).

I Valori a_g , F_0 , e T_c^* relativi alla pericolosità sismica su reticolo di riferimento sono forniti nelle tabelle riportate nell'allegato B delle NTC.

Le Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni stabiliscono che ai fini della valutazione delle azioni sismiche di progetto deve essere valutata l'influenza delle condizioni litologiche e morfologiche locali sulle caratteristiche del moto del suolo in superficie, mediante studi specifici di risposta sismica locale. In assenza di tali studi si può utilizzare la seguente classificazione dei terreni di seguito descritta:

La classificazione deve interessare i terreni compresi tra il piano di imposta delle fondazioni degli edifici ed un substrato roccioso rigido di riferimento (bedrock). Si effettua sulla stima delle velocità medie delle onde di taglio nei primi trenta metri di profondità (velocità equivalente delle onde di taglio) definita dalla seguente espressione:

$$V_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_i}}$$

dove h_i e v_i indicano lo spessore in metri e la velocità delle onde di taglio dello strato i -esimo per un totale di N strati presenti nei 30 metri superiori. In alternativa possono essere utilizzati il valore di $N_{SPT,30}$ (per terreni prevalentemente granulari) o di $c_{u,30}$ (per terreni coesivi). Con riferimento alle proprietà del suolo di fondazione, viene proposta l'adozione di un sistema di caratterizzazione geofisica e geotecnica del profilo stratigrafico del suolo, mediante cinque tipologie di suoli (A - B - C - D - E) più altri due speciali (S1 e S2), da individuare in base allo schema seguente:

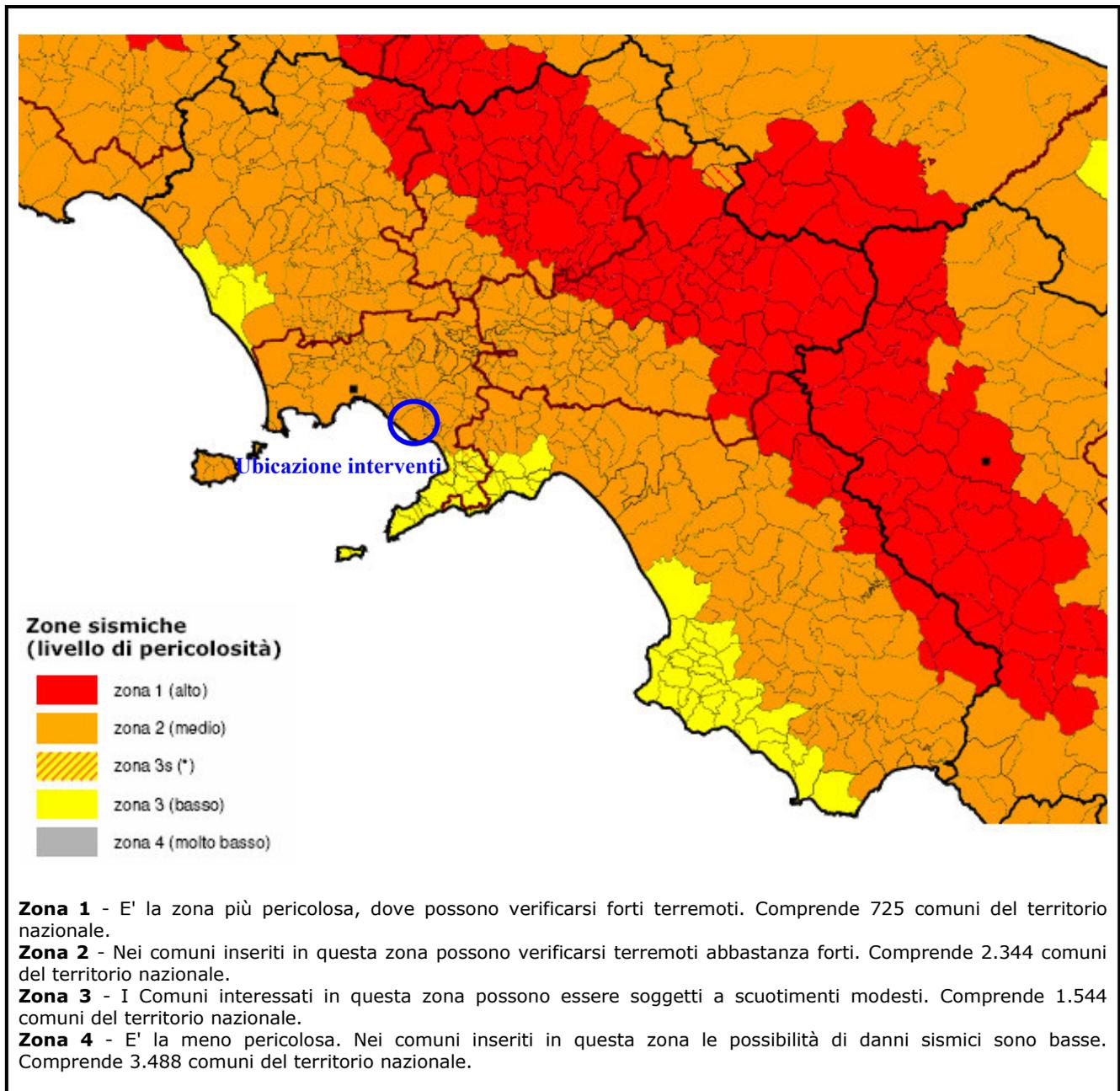
CLASSE	DESCRIZIONE
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s ($N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero con valori di $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s ($N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).
S1	Depositi di terreni caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < c_{u,30} < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.
S2	Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.

Tabella 2 – categorie di sottosuolo (Tab. 3.2.II e 3.2.III delle NTC)

I risultati forniti dall'indagine sismica sui terreni di fondazione (vedi relazione geologica) hanno permesso di definire la categoria di suolo del sito, che risulta classificato in **categoria B (*Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti*)**, con spessori superiori a 30m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{S30} compresi tra 360m/s e 800m/s (ovvero $N_{SPT.30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).

7.4 APPROCCIO SEMPLIFICATO PER LA STIMA DEGLI EFFETTI DELLA RISPOSTA SISMICA LOCALE

Il territorio comunale di Torre del Greco (NA) ricade in zona n.2 (ex zona sismica di II categoria S=9), ai sensi della Deliberazione della Giunta Regionale della Campania del 7/11/2002 N°5447 “Aggiornamento della classificazione sismica dei Comuni della Regione Campania e dell’OPCM n. 3274 del 20.03.2003.



Ai sensi del § 3.2. “azione sismica” del D.M. 14.01.2008 per determinare i parametri di pericolosità sismica e gli spettri di accelerazione, d’interesse ingegneristico, è stato necessario definire i seguenti parametri:

Per la definizione delle forme spettrali (spettri elastici e spettri di progetto), in conformità ai dettami del D.M. 14 gennaio 2008 § 3.2.3) sono stati definiti i termini di seguito descritti e riportati.

7.4.1 Categoria sottosuolo

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi, come indicato nel § 7.11.3 del DM 14 Gennaio 2008. In assenza di tali analisi, per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento (Tab. 3.2.II e 3.2.III del DM 14 Gennaio 2008 di cui alla precedente Tabella 2 al paragrafo 7.3).

Nella Relazione geologica, così come indicato nel precedente paragrafo 7.3, si definiscono di categoria B i sottosuoli dove dovranno essere realizzate le opere: "**Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti** con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s ($N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina)".

Dunque per tener conto delle condizioni stratigrafiche (approccio semplificato per stima effetti della risposta sismica locale), si sono utilizzati i valori del coefficiente topografico S_s riportati nella Tabella 3 appresso riportata, in funzione delle categorie di sottosuolo definita.

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot a_g/g \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T^*C)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot a_g/g \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T^*C)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot a_g/g \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T^*C)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot a_g/g \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T^*C)^{-0,40}$

Tabella 3 - Espressioni di S_s e di C_c (Tabella 3.2.V delle NTC)

7.4.2 Categoria topografica

Per tener conto delle condizioni topografiche (approccio semplificato per stima effetti della risposta sismica locale), si sono utilizzati i valori del coefficiente stratigrafico S_T riportati nella Tabella 4, in funzione delle categorie topografiche definite in § 3.2.2 delle NTC e dell'ubicazione dell'opera.

Categoria Topografica	Caratteristiche Superficie Topografica	Ubicazione dell'opera	S_T
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$	-	1,0
T2	Pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i > 15^\circ$	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media dei pendii $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media dei pendii $i > 30^\circ$	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Tabella 4 - Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T (Tabelle 3.2.IV e 3.2.VI delle NTC)

7.4.3 Vita Nominale

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nei quali la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata. Essa dipende dal tipo di opera:

Tipi di costruzione	Vita Nominale V_N (in anni)
Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva	≤ 10
Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

Tabella 5 - Vita nominale V_N per diversi tipi di opere (Tabella 2.4.I delle NTC)

In accordo a § 2.4 del DM 14 Gennaio 2008, le verifiche sismiche di opere provvisorie o strutture in fase costruttiva possono omettersi quando le relative durate previste in progetto siano inferiori a 2 anni.

7.4.4 Classe d'uso e Coefficiente d'uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

Classe d'uso	Tipi di costruzione	Coefficienti d'uso C_U
Classe I	Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.	0,7
Classe II	Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.	1,0
Classe III	Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.	1,5
Classe IV	Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.	2,0

Tabella 6 – Classi d'uso e Valori dei coefficienti d'uso C_U (§ 2.4.2 e Tabella Tab. 2.4.II delle NTC)

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \times C_U$$

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato nella precedente Tabella 6.

Per assicurare alle costruzioni un livello di sicurezza antisismica minimo irrinunciabile le NTC impongono, se $V_R \leq 35$ anni, di assumere comunque $V_R = 35$ anni; gli intervalli di valori di V_R (espressi in anni) cui fare effettivo riferimento al variare di V_N e C_U sono riportati nella successiva Tabella 7.

Vita nominale V_N	Valori di V_R			
	Classe d'uso			
	I	II	III	IV
≤ 10	35	35	35	35
≥ 50	≥ 35	≥ 50	≥ 75	≥ 100
≥ 100	≥ 70	≥ 100	≥ 150	≥ 200

Tabella 7 – Intervalli di valori attribuiti a V_R al variare di V_N e C_U (Tabella Tab. C2.4.I della Circolare NTC)

7.4.5 Regolarità manufatti

Per quanto riguarda la regolarità, le costruzioni devono avere, quanto più possibile, struttura iperstatica caratterizzata da regolarità in pianta e in altezza. Se necessario ciò può essere conseguito suddividendo la struttura, mediante giunti, in unità tra loro dinamicamente indipendenti.

Per quanto riguarda gli edifici, una costruzione è **regolare in pianta** se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:

- la configurazione in pianta è compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidezze;
- il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta è inferiore a 4;

- a) nessuna dimensione di eventuali rientri o sporgenze supera il 25 % della dimensione totale della costruzione nella corrispondente direzione;
- b) gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali e sufficientemente resistenti.

Sempre riferendosi agli edifici, una costruzione è **regolare in altezza** se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:

- a) tutti i sistemi resistenti verticali (quali telai e pareti) si estendono per tutta l'altezza della costruzione;
- b) massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25 %, la rigidezza non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidezza si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. o pareti e nuclei in muratura di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base;
- c) nelle strutture intelaiate progettate in CD "B" il rapporto tra resistenza effettiva³ e resistenza richiesta dal calcolo non è significativamente diverso per orizzontamenti diversi (il rapporto fra la resistenza effettiva e quella richiesta, calcolata ad un generico orizzontamento, non deve differire più del 20% dall'analogo rapporto determinato per un altro orizzontamento); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti;
- d) eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengono in modo graduale da un orizzontamento al successivo, rispettando i seguenti limiti: ad ogni orizzontamento il rientro non supera il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento, né il 20% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro piani per il quale non sono previste limitazioni di restringimento.

Ai sensi del § 3.2. "azione sismica" del D.M. 14.01.2008 per determinare i parametri di pericolosità sismica e gli spettri di accelerazione, d'interesse ingegneristico, è stato necessario definire i parametri di seguito riportati.

7.5 MANUFATTI DI PROGETTO

7.5.1 Sollevamento - capannone (SGPSolC)

Grandezze	Valore	Riferimento normativo
Vita Nominale V_N	≥ 50 anni	Tab. 2.4.I del DM 14 Gennaio 2008
Classe d'uso	II	§ 2.4.2 del DM 14 Gennaio 2008
Latitudine	40,7817268	
Longitudine	14,3696971	
Coefficiente d'uso C_U	1,0	Tab. 2.4.II del DM 14 Gennaio 2008
Periodo di riferimento ($V_R = V_N \times C_U$) se $V_R \leq 35$ anni si pone comunque $V_R = 35$ anni	50	§ 2.4.3 del DM 14 Gennaio 2008
Stato limite (verifiche – dimensionamento)	SLV	Tab. 3.2.I del DM 14 Gennaio 2008
Probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR}	10%	Tab. 3.2.I del DM 14 Gennaio 2008
Periodo di ritorno dell'azione sismica T_R	475	Allegato A al DM 14 Gennaio 2008
Accelerazione orizzontale massima convenzionale a_g/g	0,158	Allegato A al DM 14 Gennaio 2008
Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale F_0	2,386685	Allegato A al DM 14 Gennaio 2008
Categoria di sottosuolo	B	Tab. 3.2.II del DM 14 Gennaio 2008
Categoria Topografica	T1	Tab. 3.2.IV del DM 14 Gennaio 2008
Coefficiente di amplificazione topografica S_T	1,00	Tab. 3.2.IV del DM 14 Gennaio 2008
Regolarità in altezza	SI	§ 7.2.2 del DM 14 Gennaio 2008
Regolarità in pianta	SI	§ 7.2.2 del DM 14 Gennaio 2008

Tabella 1 - Principali grandezze che intervengono nella definizione dell'azione sismica

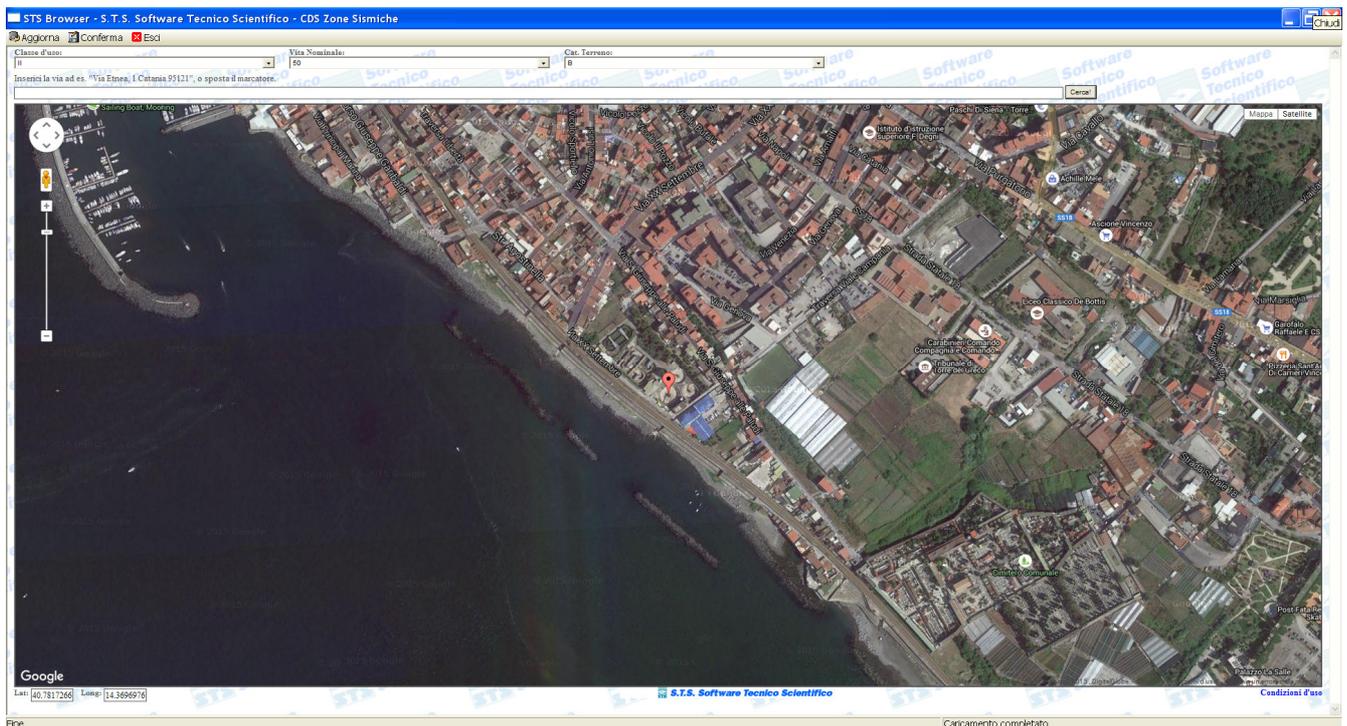


Figura 1. Ubicazione intervento, zone sismiche individuate da Google Map (software di calcolo strutturale CDS)

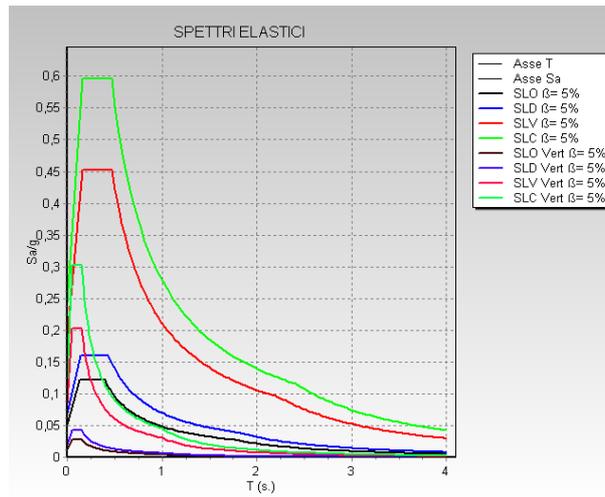


Figura 2. Grafico spettri sismici (software di calcolo strutturale CDS)

7.5.2 Sollevamento – camere interrato (SGPSolCI)

Grandezze	Valore	Riferimento normativo
Vita Nominale V_N	≥ 50 anni	Tab. 2.4.I del DM 14 Gennaio 2008
Classe d'uso	II	§ 2.4.2 del DM 14 Gennaio 2008
Latitudine	40,7817268	
Longitudine	14,3696971	
Coefficiente d'uso C_u	1,0	Tab. 2.4.II del DM 14 Gennaio 2008
Periodo di riferimento ($V_R = V_N \times C_u$) se $V_R \leq 35$ anni si pone comunque $V_R = 35$ anni	50	§ 2.4.3 del DM 14 Gennaio 2008
Stato limite (verifiche – dimensionamento)	SLV	Tab. 3.2.I del DM 14 Gennaio 2008
Probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR}	10%	Tab. 3.2.I del DM 14 Gennaio 2008
Periodo di ritorno dell'azione sismica T_R	475	Allegato A al DM 14 Gennaio 2008
Accelerazione orizzontale massima convenzionale a_g/g	0,158	Allegato A al DM 14 Gennaio 2008
Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale F_0	2,386685	Allegato A al DM 14 Gennaio 2008
Categoria di sottosuolo	B	Tab. 3.2.II del DM 14 Gennaio 2008
Categoria Topografica	T1	Tab. 3.2.IV del DM 14 Gennaio 2008
Coefficiente di amplificazione topografica S_T	1,00	Tab. 3.2.IV del DM 14 Gennaio 2008
Regolarità in altezza	SI	§ 7.2.2 del DM 14 Gennaio 2008
Regolarità in pianta	SI	§ 7.2.2 del DM 14 Gennaio 2008

Tabella 1 - Principali grandezze che intervengono nella definizione dell'azione sismica

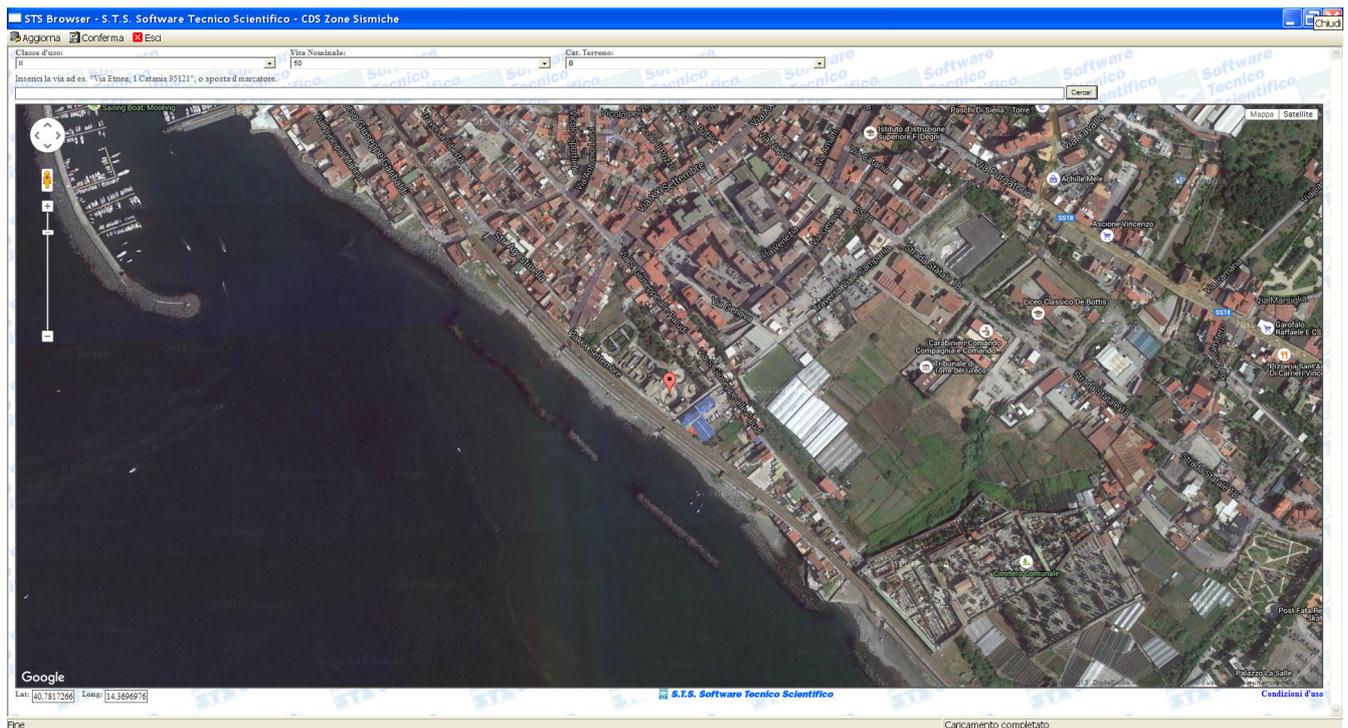


Figura 1. Ubicazione intervento, zone sismiche individuate da Google Map (software di calcolo strutturale CDS)

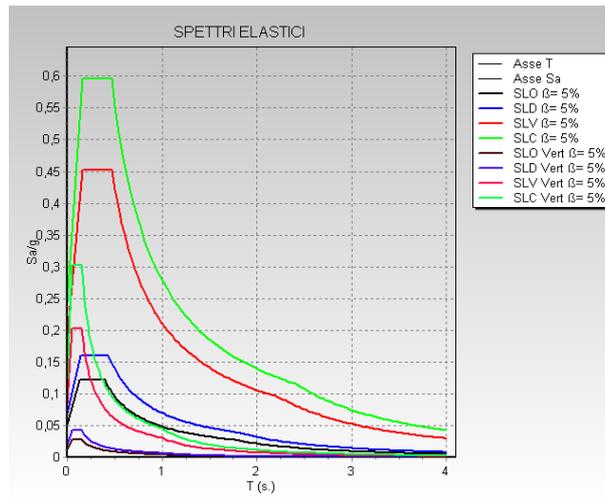


Figura 2. Grafico spettri sismici (software di calcolo strutturale CDS)

7.5.3 Pretrattamenti – capannone (SGPPreC)

Grandezze	Valore	Riferimento normativo
Vita Nominale V_N	≥ 50 anni	Tab. 2.4.I del DM 14 Gennaio 2008
Classe d'uso	II	§ 2.4.2 del DM 14 Gennaio 2008
Latitudine	40,7817268	
Longitudine	14,3696971	
Coefficiente d'uso C_u	1,0	Tab. 2.4.II del DM 14 Gennaio 2008
Periodo di riferimento ($V_R = V_N \times C_u$) se $V_R \leq 35$ anni si pone comunque $V_R = 35$ anni	50	§ 2.4.3 del DM 14 Gennaio 2008
Stato limite (verifiche – dimensionamento)	SLV	Tab. 3.2.I del DM 14 Gennaio 2008
Probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR}	10%	Tab. 3.2.I del DM 14 Gennaio 2008
Periodo di ritorno dell'azione sismica T_R	475	Allegato A al DM 14 Gennaio 2008
Accelerazione orizzontale massima convenzionale a_g/g	0,158	Allegato A al DM 14 Gennaio 2008
Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale F_0	2,386685	Allegato A al DM 14 Gennaio 2008
Categoria di sottosuolo	B	Tab. 3.2.II del DM 14 Gennaio 2008
Categoria Topografica	T1	Tab. 3.2.IV del DM 14 Gennaio 2008
Coefficiente di amplificazione topografica S_T	1,00	Tab. 3.2.IV del DM 14 Gennaio 2008
Regolarità in altezza	SI	§ 7.2.2 del DM 14 Gennaio 2008
Regolarità in pianta	SI	§ 7.2.2 del DM 14 Gennaio 2008

Tabella 1 - Principali grandezze che intervengono nella definizione dell'azione sismica

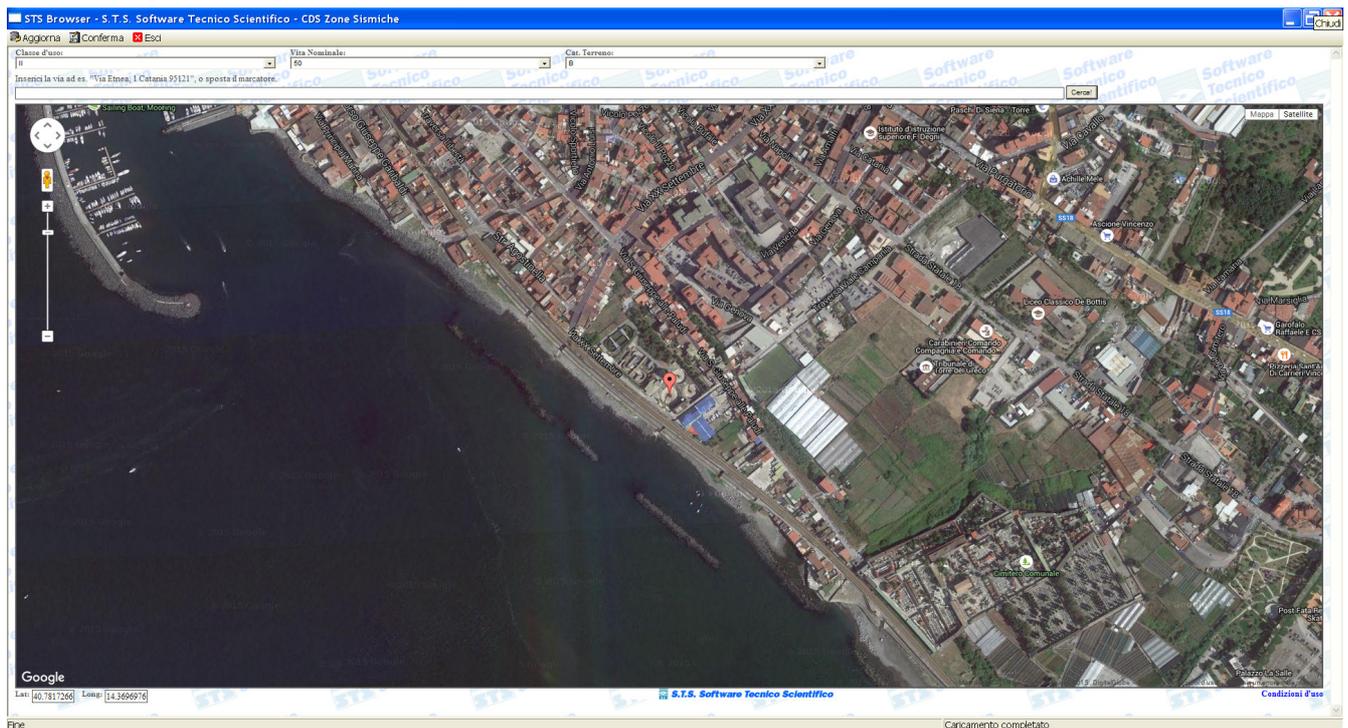


Figura 1. Ubicazione intervento, zone sismiche individuate da Google Map (software di calcolo strutturale CDS)

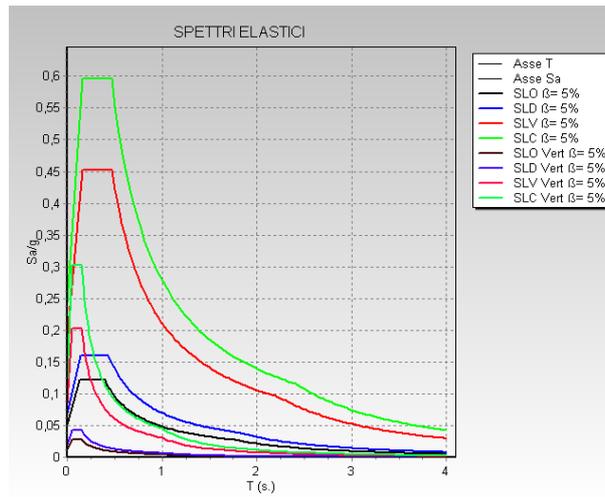


Figura 2. Grafico spettri sismici (software di calcolo strutturale CDS)

7.5.4 Microtunnelling – platea di varo (SGPMiPI)

Grandezze	Valore	Riferimento normativo
Vita Nominale V_N	≥ 50 anni	Tab. 2.4.I del DM 14 Gennaio 2008
Classe d'uso	II	§ 2.4.2 del DM 14 Gennaio 2008
Latitudine	40,7816166	
Longitudine	14,3694439	
Coefficiente d'uso C_u	1,0	Tab. 2.4.II del DM 14 Gennaio 2008
Periodo di riferimento ($V_R = V_N \times C_u$) se $V_R \leq 35$ anni si pone comunque $V_R = 35$ anni	50	§ 2.4.3 del DM 14 Gennaio 2008
Stato limite (verifiche – dimensionamento)	SLV	Tab. 3.2.I del DM 14 Gennaio 2008
Probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR}	10%	Tab. 3.2.I del DM 14 Gennaio 2008
Periodo di ritorno dell'azione sismica T_R	475	Allegato A al DM 14 Gennaio 2008
Accelerazione orizzontale massima convenzionale a_g/g	0,158	Allegato A al DM 14 Gennaio 2008
Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale F_0	2,386607	Allegato A al DM 14 Gennaio 2008
Categoria di sottosuolo	B	Tab. 3.2.II del DM 14 Gennaio 2008
Categoria Topografica	T1	Tab. 3.2.IV del DM 14 Gennaio 2008
Coefficiente di amplificazione topografica S_T	1,00	Tab. 3.2.IV del DM 14 Gennaio 2008
Regolarità in altezza	SI	§ 7.2.2 del DM 14 Gennaio 2008
Regolarità in pianta	SI	§ 7.2.2 del DM 14 Gennaio 2008

Tabella 1 - Principali grandezze che intervengono nella definizione dell'azione sismica

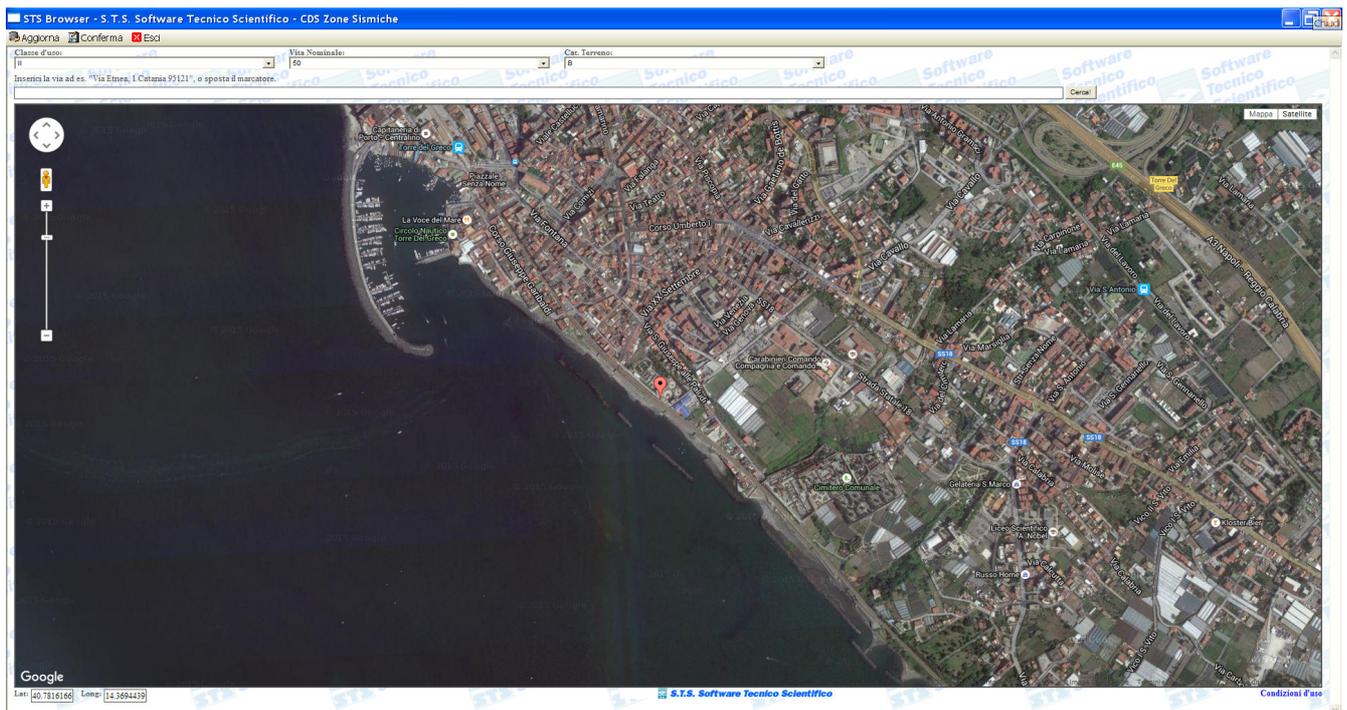


Figura 1. Ubicazione intervento, zone sismiche individuate da Google Map (software di calcolo strutturale CDS)

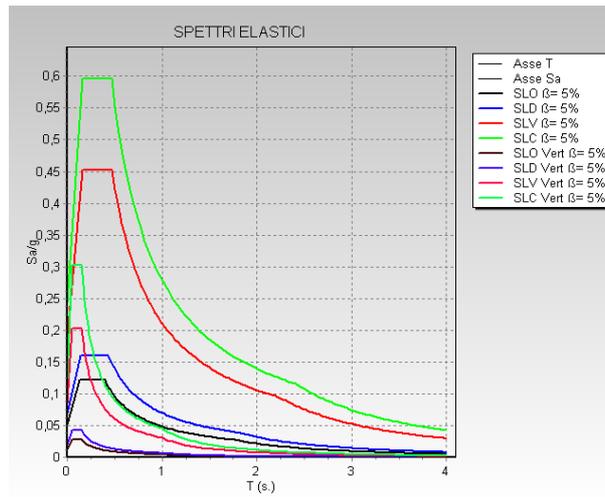


Figura 2. Grafico spettri sismici (software di calcolo strutturale CDS)

7.5.5 Microtunnelling – camera di spinta (CUMiCS)

Grandezze	Valore	Riferimento normativo
Vita Nominale V_N	≥ 50 anni	Tab. 2.4.I del DM 14 Gennaio 2008
Classe d'uso	II	§ 2.4.2 del DM 14 Gennaio 2008
Latitudine	40,7572163	
Longitudine	14,4052147	
Coefficiente d'uso C_U	1,0	Tab. 2.4.II del DM 14 Gennaio 2008
Periodo di riferimento ($V_R = V_N \times C_U$) se $V_R \leq 35$ anni si pone comunque $V_R = 35$ anni	50	§ 2.4.3 del DM 14 Gennaio 2008
Stato limite (verifiche – dimensionamento)	SLV	Tab. 3.2.I del DM 14 Gennaio 2008
Probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR}	10%	Tab. 3.2.I del DM 14 Gennaio 2008
Periodo di ritorno dell'azione sismica T_R	475	Allegato A al DM 14 Gennaio 2008
Accelerazione orizzontale massima convenzionale a_g/g	0,158	Allegato A al DM 14 Gennaio 2008
Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale F_0	2,386607	Allegato A al DM 14 Gennaio 2008
Categoria di sottosuolo	B	Tab. 3.2.II del DM 14 Gennaio 2008
Categoria Topografica	T1	Tab. 3.2.IV del DM 14 Gennaio 2008
Coefficiente di amplificazione topografica S_T	1,00	Tab. 3.2.IV del DM 14 Gennaio 2008
Regolarità in altezza	SI	§ 7.2.2 del DM 14 Gennaio 2008
Regolarità in pianta	SI	§ 7.2.2 del DM 14 Gennaio 2008

Tabella 1 - Principali grandezze che intervengono nella definizione dell'azione sismica

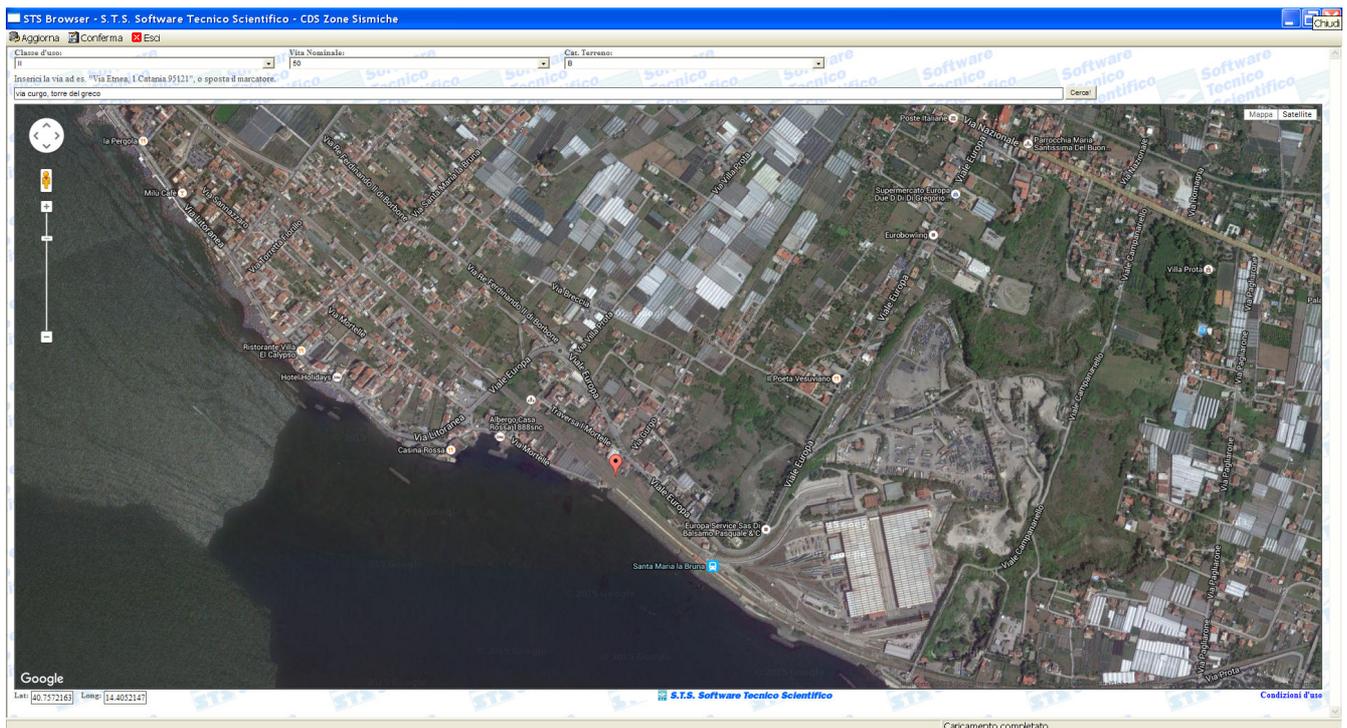


Figura 1. Ubicazione intervento, zone sismiche individuate da Google Map (software di calcolo strutturale CDS)

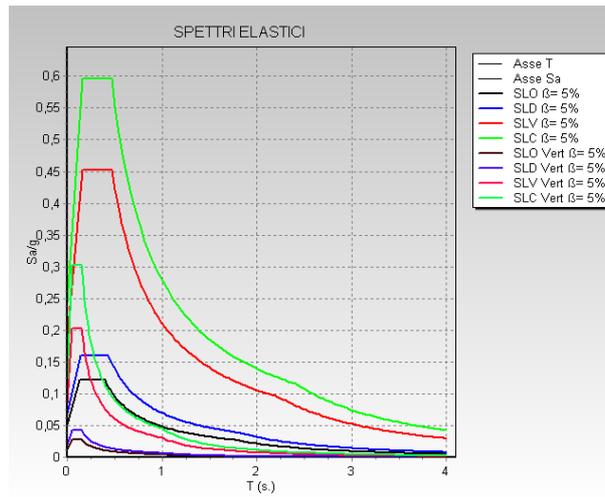


Figura 2. Grafico spettri sismici (software di calcolo strutturale CDS)

7.5.6 Microtunnelling – paratia di micropali camera di spinta (CUMiPsp)

Grandezze	Valore	Riferimento normativo
Vita Nominale V_N	≥ 50 anni	Tab. 2.4.I del DM 14 Gennaio 2008
Classe d'uso	II	§ 2.4.2 del DM 14 Gennaio 2008
Latitudine	40,7572163	
Longitudine	14,4052147	
Coefficiente d'uso C_u	1,0	Tab. 2.4.II del DM 14 Gennaio 2008
Periodo di riferimento ($V_R = V_N \times C_u$) se $V_R \leq 35$ anni si pone comunque $V_R = 35$ anni	50	§ 2.4.3 del DM 14 Gennaio 2008
Stato limite (verifiche – dimensionamento)	SLV	Tab. 3.2.I del DM 14 Gennaio 2008
Probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR}	10%	Tab. 3.2.I del DM 14 Gennaio 2008
Periodo di ritorno dell'azione sismica T_R	475	Allegato A al DM 14 Gennaio 2008
Accelerazione orizzontale massima convenzionale a_g/g	0,158	Allegato A al DM 14 Gennaio 2008
Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale F_0	2,386607	Allegato A al DM 14 Gennaio 2008
Categoria di sottosuolo	B	Tab. 3.2.II del DM 14 Gennaio 2008
Categoria Topografica	T1	Tab. 3.2.IV del DM 14 Gennaio 2008
Coefficiente di amplificazione topografica S_T	1,00	Tab. 3.2.IV del DM 14 Gennaio 2008
Regolarità in altezza	SI	§ 7.2.2 del DM 14 Gennaio 2008
Regolarità in pianta	SI	§ 7.2.2 del DM 14 Gennaio 2008

Tabella 1 - Principali grandezze che intervengono nella definizione dell'azione sismica

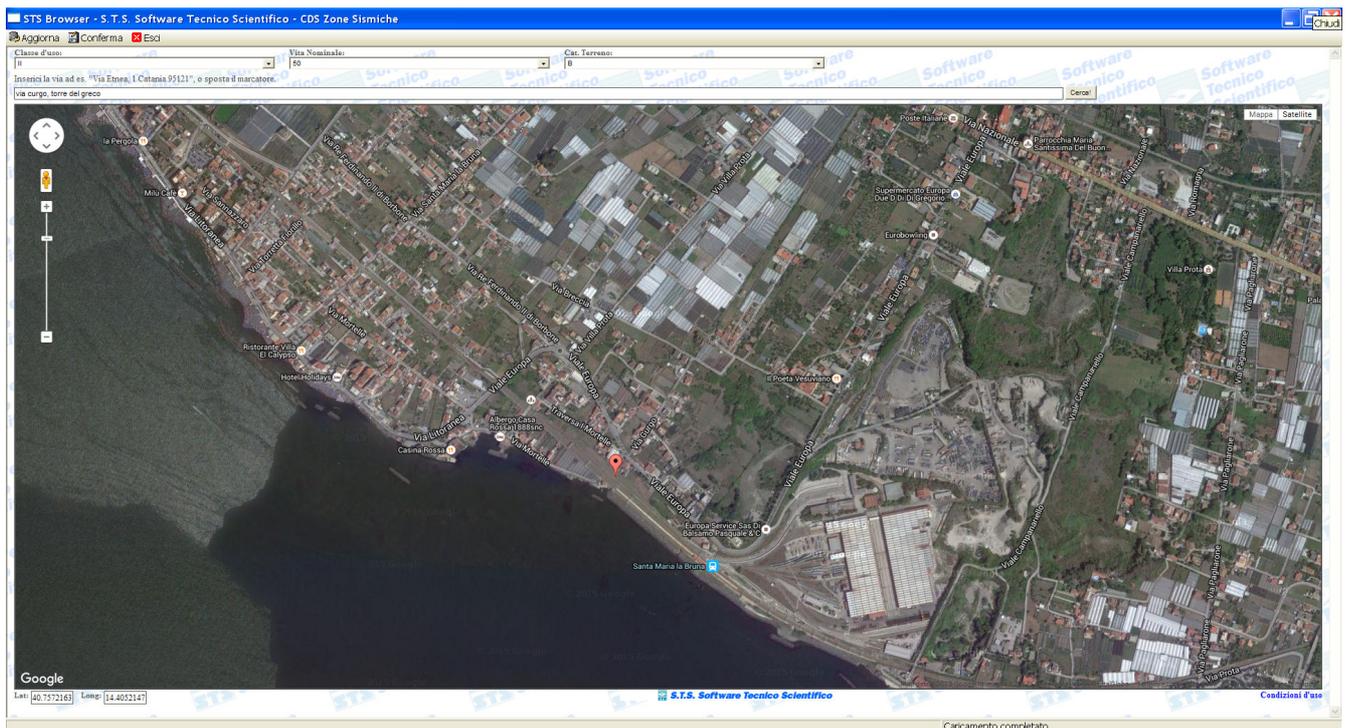


Figura 1. Ubicazione intervento, zone sismiche individuate da Google Map (software di calcolo strutturale CDS)

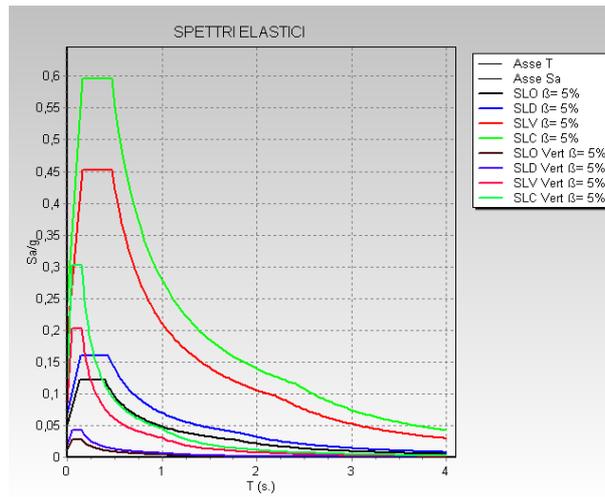


Figura 2. Grafico spettri sismici (software di calcolo strutturale CDS)

8 RELAZIONE SUI MATERIALI DA IMPIEGARE

Nel corso dei lavori (ai sensi dell'art. 4 lettera b della legge n. 1086 del 5/11/71 e D.M.14.01.2008) saranno impiegati i materiali seguenti e saranno adottate le tecniche costruttive appresso specificate.

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (D.M. 14.01.2008, circolare 02.02.2009 e UNI 11104:2004 e UNI EN 206-1:2006)

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI (D.M. 14.01.2008, circolare 02.02.2009 e UNI 11104:2004 e UNI EN 206-1:2006)

CALCESTRUZZO:

- MAGRONE: Classe di resistenza C12/15 - Classe di esposizione X0 - (Rck 15 MPa)
- MICROPALI DN300: Diametro foro DN300 mm Armatura in tubolare DN 152,4 s= 8 mm - Laminati a caldo a sezione cava - acciaio S355H (tab. 11.3.X) Boiaccia di riempimento ad iniezione (alta pressione) rapporto A/C=0,30 - 100 kg di cemento tipo 42,5 PTL (B) + 37 l di acqua + 6 kg di additivo espansivo tipo Flowcable della Basf
- CORDOLO PARATIA MICROPALI: Classe di resistenza C25/30 - Condizione ambientali: ordinarie - Classedi esposizione XC2 - (Rck 30 MPa)
- VASCHE E MANUFATTI INTERRATI E SEMINTERRATI E OPERE DI SOSTEGNO DEI TERRENI NON A CONTATTO CON LE ACQUE REFLUE: Classe di resistenza C28/35 - Condizione ambientali: ordinarie - Classe di esposizione XC3 - (Rck 35 MPa)
- VASCHE E MANUFATTI INTERRATI E SEMINTERRATI E OPERE DI SOSTEGNO DEI TERRENI A CONTATTO CON LE ACQUE REFLUE: Classe di resistenza C28/35 - Condizione ambientali: aggressiva - Classe di esposizione XA1 - (Rck 35 MPa)

ACCIAIO DA CARPENTERIA IN C.A.:

- Acciaio in barre ad aderenza migliorata B450C $f_{yk} > 450$ N/mm² $f_{tk} > 540$ N/mm² (ex FeB44k) per calcestruzzo in opera

COPRIFERRO ADOTTATO: (maggiore di quello minimo per ambiente ordinario/aggressivo VN=50 anni e classe d'uso II - tab.C.4.1.IV - punto C.4.1.6.1.3 - circolare):

- MICROPALI DN 300: 30 mm
- CORDOLO PARATIA MICROPALI: 30 mm
- VASCHE E MANUFATTI INTERRATI E SEMINTERRATI E OPERE DI SOSTEGNO DEI TERRENI NON A CONTATTO CON LE ACQUE REFLUE: 30 mm
- VASCHE E MANUFATTI INTERRATI E SEMINTERRATI E OPERE DI SOSTEGNO DEI TERRENI A CONTATTO CON LE ACQUE REFLUE: 40 mm
- MANUFATTI IN ELEVAZIONE: 30 mm

CARPENTERIA METALLICA :

- Laminati a caldo a sezione aperta - acciaio S355 (tab. 11.3.IX)
- Laminati a caldo a sezione cava - acciaio S355H (tab. 11.3.X)
- Bulloni alta resistenza classe 10.9 (tab. 11.3.XIIb)
- Vite alta resistenza classe 10.9 (tab. 11.3.XIIa)
- Saldature realizzate (seconda tab.11.3.XI)
- Trattamento superficiale zincatura a caldo (per lo spessore minimo e medio si rimanda alle norme UNI-EN-1461)
- Profili e sagomati a freddo per scale di accesso e ballatoi e paratoie/panconi/griglie/soglie e stramazzi di regolazione - acciaio INOX AISI 304
- Armatura in tubolare DN 152,4 s= 8mm - Laminati a caldo a sezione cava - acciaio S355H (tab. 11.3.X)

NOTA :

Le barre di armatura filanti orizzontali devono essere disposte esternamente ai ferri verticali con n° 6 legature su mq (min. Ø8).

Il riferimento a marche, produttori o codici di prodotto è da intendersi puramente indicativo della tipologia di materiale previsto, l'appaltatore potrà utilizzare qualsiasi marca di prodotti equivalenti o maggiori

8.1 CALCESTRUZZO ARMATO

Per le armature di tutti gli elementi strutturali si adotterà acciaio in barre ad aderenza migliorata del tipo **B450C**.
Per i ferri delle armature si avrà cura di predisporre un idoneo copriferro secondo le indicazioni di cui sopra.

La modalità di posa del calcestruzzo dovrà avvenire secondo quanto indicato dalle *Linee guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale e per la valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo indurito mediante prove non distruttive - Edizione febbraio 2008 del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici Servizio Tecnico Centrale*.

Inoltre secondo quanto prescritto da D.M. 09/01/1996 e dal § 11.2 “Calcestruzzo” del D.M. 14.01.2008, i materiali e prodotti da utilizzarsi sono:

Il calcestruzzo, così come definito al punto 2.1 del D.M. 09.01.96 e § 11.2 “Calcestruzzo” del D.M. 14.01.2008;

l'acciaio da cemento armato normale, così come definito al punto 2.2 del D.M. 09.01.96 e § 11.3 “Acciaio” del D.M. 14.01.2008.

I requisiti dei materiali sono quelli specificati all'allegato n°1 D.M. 09/01/1996 e al § 11.2.9.1 del D.M. 14.01.2008:

Leganti

Nelle opere oggetto delle presenti norme devono impiegarsi esclusivamente i leganti idraulici previsti dalle disposizioni vigenti in materia, dotati di certificato di conformità - rilasciato da un organismo europeo notificato - ad una norma armonizzata della serie UNI EN 197 ovvero ad uno specifico Benestare Tecnico Europeo (ETA), purchè idonei all'impiego previsto nonchè, per quanto non in contrasto, conformi alle prescrizioni di cui alla Legge 26/05/1965 n.595. È escluso l'impiego di cementi alluminosi.

L'impiego dei cementi richiamati all'art.1, lettera C della legge 26/5/1965 n. 595, è limitato ai calcestruzzi per sbarramenti di ritenuta.

Per la realizzazione di dighe ed altre simili opere massive dove è richiesto un basso calore di idratazione devono essere utilizzati i cementi speciali con calore di idratazione molto basso conformi alla norma europea armonizzata UNI EN 14216, in possesso di un certificato di conformità rilasciato da un Organismo di Certificazione europeo Notificato. Qualora il calcestruzzo risulti esposto a condizioni ambientali chimicamente aggressive si devono utilizzare cementi per i quali siano prescritte, da norme armonizzate europee e fino alla disponibilità di esse, da norme nazionali, adeguate proprietà di resistenza ai solfati e/o al dilavamento o ad eventuali altre specifiche azioni aggressive.

Aggregati

Sono idonei alla produzione di calcestruzzo per uso strutturale gli aggregati ottenuti dalla lavorazione di materiali naturali, artificiali, ovvero provenienti da processi di riciclo conformi alla norma europea armonizzata UNI EN 12620 e, per gli aggregati leggeri, alla norma europea armonizzata UNI EN 13055-1. Gli inerti, naturali o di frantumazione, devono essere costituiti da elementi non gelivi e non friabili, privi di sostanze organiche, limose ed argillose, di gesso, ecc., in proporzioni nocive all'indurimento del conglomerato od alla conservazione delle armature.

La ghiaia o il pietrisco devono avere dimensioni massime commisurate alle caratteristiche geometriche della carpenteria del getto ed all'ingombro delle armature.

Il sistema di attestazione della conformità di tali aggregati, ai sensi del DPR n.246/93 è indicato nella seguente Tab. 11.2.II.

Tabella 11.2.II

Specifica Tecnica Europea armonizzata di riferimento	Uso Previsto	Sistema di Attestazione della Conformità
Aggregati per calcestruzzo UNI EN 12620 e UNI EN 13055-1	Calcestruzzo strutturale	2+

È consentito l'uso di aggregati grossi provenienti da riciclo, secondo i limiti di cui alla Tab. 11.2.III, a condizione che la miscela di calcestruzzo confezionata con aggregati riciclati, venga preliminarmente qualificata e documentata attraverso idonee prove di laboratorio. Per tali aggregati, le prove di controllo di produzione in fabbrica di cui ai prospetti H1, H2 ed H3 dell'annesso ZA della norma europea armonizzata UNI EN 12620, per le parti rilevanti, devono essere effettuate ogni 100 tonnellate di aggregato prodotto e, comunque, negli impianti di riciclo, per ogni giorno di produzione.

Tabella 11.2.III

Origine del materiale da riciclo	Classe del calcestruzzo	percentuale di impiego
demolizioni di edifici (macerie)	=C 8/10	fino al 100 %
demolizioni di solo calcestruzzo e c.a.	≤C30/37	≤30 %
	≤C20/25	Fino al 60 %
Riutilizzo di calcestruzzo interno negli stabilimenti di prefabbricazione qualificati - da qualsiasi classe da calcestruzzi >C45/55	≤C45/55	fino al 15%
	Stessa classe del calcestruzzo di origine	fino al 5%

Nelle prescrizioni di progetto si potrà fare utile riferimento alle norme UNI 8520-1:2005 e UNI 8520-2:2005 al fine di individuare i requisiti chimico-fisici, aggiuntivi rispetto a quelli fissati per gli aggregati naturali, che gli aggregati riciclati devono rispettare, in funzione della destinazione finale del calcestruzzo e delle sue proprietà prestazionali (meccaniche, di durabilità e pericolosità ambientale, ecc.), nonché quantità percentuali massime di impiego per gli aggregati di riciclo, o classi di resistenza del calcestruzzo, ridotte rispetto a quanto previsto nella tabella sopra esposta. Per quanto riguarda gli eventuali controlli di accettazione da effettuarsi a cura del Direttore dei Lavori, questi sono finalizzati almeno alla determinazione delle caratteristiche tecniche riportate nella Tab. 11.2.IV. I metodi di prova da utilizzarsi sono quelli indicati nelle Norme Europee Armonizzate citate, in relazione a ciascuna caratteristica.

Tabella 11.2.IV – Controlli di accettazione per aggregati per calcestruzzo strutturale

Caratteristiche tecniche
Descrizione petrografica semplificata
Dimensione dell'aggregato (analisi granulometrica e contenuto dei fini)
Indice di appiattimento
Dimensione per il filler
Forma dell'aggregato grosso (per aggregato proveniente da riciclo)
Resistenza alla frammentazione/frantumazione (per calcestruzzo $R_{ck} \geq C50/60$)

Il progetto, nelle apposite prescrizioni, potrà fare utile riferimento alle norme UNI 8520-1:2005 e UNI 8520-2:2005, al fine di individuare i limiti di accettabilità delle caratteristiche tecniche degli aggregati.

Aggiunte

Nei calcestruzzi è ammesso l'impiego di aggiunte, in particolare di ceneri volanti, loppe granulate d'altoforno e fumi di silice, purché non ne vengano modificate negativamente le caratteristiche prestazionali. Le ceneri volanti devono soddisfare i requisiti della norma europea armonizzata UNI EN 450-1. Per quanto riguarda l'impiego si potrà fare utile riferimento ai criteri stabiliti dalle norme UNI EN 206-1:2006 ed UNI 11104:2004.

I fumi di silice devono soddisfare i requisiti della norma europea armonizzata UNI EN 13263-1.

Additivi

Gli additivi devono essere conformi alla norma europea armonizzata UNI EN 934-2.

Acqua di impasto

L'acqua di impasto, ivi compresa l'acqua di riciclo, dovrà essere conforme alla norma UNI EN 1008: 2003, deve essere limpida, priva di sali (particolarmente solfati e cloruri) in percentuali dannose e non essere aggressiva.

Armatura

Non si devono porre in opera armature eccessivamente ossidate, corrose, recanti difetti superficiali, che ne menomino la resistenza o ricoperte da sostanze che possano ridurne sensibilmente l'aderenza al conglomerato.

Impasti

La distribuzione granulometria degli inerti, il tipo di cemento e la consistenza dell'impasto, devono essere adeguati alla particolare destinazione del getto, ed al procedimento di posa in opera del conglomerato.

Il quantitativo d'acqua deve essere il minimo necessario a consentire una buona lavorabilità del conglomerato tenendo conto anche dell'acqua contenuta negli inerti.

Partendo dagli elementi già fissati il rapporto acqua-cemento, e quindi il dosaggio del cemento, dovrà essere scelto in relazione alla resistenza richiesta per il conglomerato.

L'impiego degli additivi dovrà essere subordinato all'accertamento dell'assenza di ogni pericolo di aggressività.

L'impasto deve essere fatto con mezzi idonei ed il dosaggio dei componenti eseguito con modalità atte a garantire la costanza del proporzionamento previsto in sede di progetto.

Il Direttore dei lavori effettua e prescrive i controlli sul conglomerato e sull'acciaio secondo quanto previsto dal D.M. 09/01/1996, punti 2.1 e 2.2 e § 11.2 "Calcestruzzo" del D.M.14.01.2008.

La valutazione delle caratteristiche meccaniche avverrà secondo quanto previsto:

- dall'allegato 2 D.M. 09/01/1996 per il conglomerato e § 11.2 "Calcestruzzo" del D.M.14.01.2008;
- dall'allegato 4 D.M. 09/01/1996 per l'acciaio § 11.3 "Acciaio" del D.M.14.01.2008.

8.2 ACCIAIO PER STRUTTURE METALLICHE

Per la realizzazione di strutture metalliche e di strutture composte si adotteranno acciai conformi alle norme armonizzate della serie UNI EN 10025 (per i laminati), UNI EN 10210 (per i tubi senza saldatura) e UNI EN 10219-1 (per i tubi saldati), recanti la Marcatura CE, cui si applica il sistema di attestazione della conformità 2+, secondo quanto specificato al punto A del § 11.1 del DM Infrastrutture 14 gennaio 2008.

Per le unioni bullonate dovranno essere utilizzati bulloni e viti ad alta resistenza classe 10.9 (cfr. tab.11.3.XIIa e b).

Le unioni mediante saldatura dovranno essere realizzate preventivamente in officina secondo quanto previsto dalla tab.11.3.XI del DM 14.01.2008.

Per tutti gli elementi sarà previsto un trattamento superficiale di zincatura a caldo (per lo spessore minimo e medio si rimanda alle norme UNI-EN-1461).

Il Direttore dei lavori effettua e prescrive i controlli e valuta le caratteristiche meccaniche sull'acciaio da carpenteria metallica e sulle unioni saldate e bullonate secondo quanto previsto dal D.M.14.01.2008 § 11.3.4.

9 RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI

9.1 **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

La normativa cui viene fatto riferimento nelle fasi di calcolo e progettazione geotecnica è la seguente:

- D.M. 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”. *La natura delle opere di fondazione per i lavori in oggetto ricadono nel disposto dell’art.C4 D.M. 11/03/1988*;
- Circ. LL.PP.24/09/1988 “Istruzioni riguardanti il D.M. 11/03/1988”;
- D.M. 14.01.2008 “Norme tecniche per le costruzioni”;
- Circolare del 02.02.2009 “Istruzioni per l’applicazione delle norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M.14.01.2008.

9.2 **INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO**

Si richiama integralmente la relazione geologica allegata al progetto in epigrafe.

Da attenti sopralluoghi e dalle indagini geognostiche (cfr. relazione geologica allegata) svolte si può con certezza affermare che le aree sulle quali ricadono le opere di progetto sono stabili.

9.3 **INDAGINI GEOTECNICHE**

Data la tipologia delle opere, l’ubicazione delle stesse e la natura del terreno, per la redazione del presente progetto esecutivo è stato necessario eseguire indagini del tipo dirette ed indirette.

Dette indagini dirette ed indirette sono allegato allo studio geologico del presente progetto esecutivo.

9.4 **CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL TERRENO DI FONDAZIONE**

Si ritiene opportuno fornire una rappresentazione stratigrafico-geotecnica (vedasi relazione geologica allegata) dei principali orizzonti definiti nelle stratigrafie in cui vengono illustrati i parametri meccanici significativi che sono stati adottati per i calcoli della capacità portante e della valutazione dei cedimenti delle opere:

Aree di intervento nel comune di Torre del Greco, località San Giuseppe alle Paludi

Il terreno su cui insistono le fondazione dei manufatti si presentano con le seguenti caratteristiche geomeccaniche:

- $\gamma = 1.600 \text{ kg/m}^3$
- $\varphi_i = 30^\circ$
- $c = 0$ coesione nulla (a vantaggio di sicurezza)

Il terreno di riporto spingente sui setti si considera con le seguenti caratteristiche geomeccaniche:

- $\gamma = 1900 \text{ kg/m}^3$
- $\varphi_i = 30^\circ$
- $c = 0$ coesione nulla (a vantaggio di sicurezza)

Le paratie saranno realizzate con micropali con iniezioni di malta ad alta pressione; il terreno spingente sui micropali, pertanto, lo si può considerare bonificato dalle stesse iniezioni. Le caratteristiche geomeccaniche risultanti sono le seguenti:

- $\gamma = 2000 \text{ kg/m}^3$
- $\varphi_i = 37^\circ$
- $c = 0,30$

Altresì il rilevato ferroviario interessato dall’attraversamento in cunicolo spingitubo, da sondaggio stratigrafico orizzontale, risulta avere le seguenti medie caratteristiche geomeccaniche:

- $\gamma = 1.600 \text{ kg/m}^3$
- $\varphi_i = 30^\circ$
- $c = 0$ coesione nulla (a vantaggio di sicurezza)

Aree di intervento nel comune di Torre del Greco, via Curgo

Il terreno su cui insistono le fondazioni dei manufatti si presentano con le seguenti caratteristiche geomeccaniche:

- $\gamma = 1.600 \text{ kg/m}^3$
- $\varphi_i = 30^\circ$
- $c = 0$ coesione nulla (a vantaggio di sicurezza)

Il terreno di riporto spingente sui setti si considera con le seguenti caratteristiche geomeccaniche:

- $\gamma = 1900 \text{ kg/m}^3$
- $\varphi_i = 30^\circ$
- $c = 0$ coesione nulla (a vantaggio di sicurezza).

Le paratie saranno realizzate con micropali con iniezioni di malta ad alta pressione; il terreno spingente sui micropali, pertanto, lo si può considerare bonificato dalle stesse iniezioni. Le caratteristiche geomeccaniche risultanti sono le seguenti:

- $\gamma = 2000 \text{ kg/m}^3$
- $\varphi_i = 37^\circ$
- $c = 0,30$

Di seguito si riportano i sondaggi eseguiti in sito:

- Stratigrafia S1

Profondità		Colonna Stratigraf.	Stratigrafia e descrizione dei terreni	Falda	Prova S.P.T.	Campione Rifiuto Medio Composito	RQD %	Carotaggio %
Q.rel. p.c.	Spess. (m)							
	0.50		Soletta cemento.					
	0.50		Lava					
	1.00		Materiale di riporto: sabbia nerastra con scorie e clasti lavici					
	15.0							
	16.00		Lava					
	1.0		Lava					
	17.00		Fine sondaggio					

RICHIEDENTE: Gori Spa

ATTREZZATURA: Sonda Teredo DC100

COMUNE: Torre del Greco (NA)

METODO DI PERF.: Carotaggio continuo orizzontale

CANTIERE: Via XX Settembre

QUOTA INIZ.: Piano campagna

UBICAZIONE: 40°46'53.91"N - 14°22'10.08"E

PROFONDITA': 17 m

Autorizzazione Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, ai sensi della Circolare n. 7619 del 08/09/2010. Certificazione n° 5036



Sigla: S1

OGGETTO: indagini geognostiche e prove di laboratorio nel comune di Torre del Greco (NA)
Via Gurgo/Viale Europa - Via Mortelle - Impianto di depurazione SGP

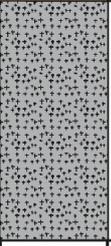
DATA ESECUZIONE: 09/11/2015

DATA EMISSIONE: 10/12/2015

PAGINE: 1 di 3



- Stratigrafia S2:

RICHIEDENTE: Gori Spa COMUNE: Torre del Greco (NA) CANTIERE: Via Mortelle UBICAZIONE: 40°45'25.59"N - 14°24'16.71"E		ATTREZZATURA: Sonda Teredo DC100 METODO DI PERF.: Carotaggio continuo QUOTA INIZ.: Piano campagna PROFONDITA': 6 m		Autorizzazione Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, ai sensi della Circolare n. 7619 del 08/09/2010. Certificazione n° 5036 					
OGGETTO: indagini geognostiche e prove di laboratorio nel comune di Torre del Greco (NA) Via Gurgo/Viale Europa - Via Mortelle - Impianto di depurazione SGP				Sigla: S2 DATA ESECUZIONE: 09/12/2015 DATA EMISSIONE: 10/12/2015					
PAGINE: 1 di 3									
p.c.	Profondità		Colonna Stratigraf.	Stratigrafia e descrizione dei terreni	Falda	Prova S.P.T.	Campione	RQD %	Carotaggio %
	Q.rel. (m)	Spess. (m)							
		0.80		pre scavo.					
		0.80		Cinerite sabbioso-limosa di colore marrone chiaro contenente clasti scoriacei centimetrici, pomici e litici di dimensioni millimetriche. Piroclastiti dell'eruzione del 1631 d.C.		SPT 1 9-15-18			
		3.00		Lava grigio scura della Formazione delle lave di Villa Inglese - eruzioni dal 472 d.C. al 1631 d.C.; da 9.00 a 9.20 è presente un livello di scorie rossastre.			C1		
		5.00							
		6.00		Fine sondaggio					
		10.00							
		17.00							



- Sondaggio S3:

Profondità		Colonna Stratigraf.	Stratigrafia e descrizione dei terreni	Falda	Prova S.P.T.	Campione Rifuto Medio Composito	RQD %	Carotaggio %
p.c.	Q.rel. (m)							
			Prescavo.					
	1.00							
	1.00		Cinerite sabbioso-limosa di colore marrone chiaro contenente clasti scoriacei centimetrici, pomici e litici di dimensioni millimetriche. Piroclastiti dell'eruzione del 1631 d.C.		<u>SPT 1</u> 7-9-10			
	1.60							
	2.60		Lava grigio scura della Formazione delle lave di Villa Inglese - eruzioni dal 472 d.C. al 1631 d.C.; da 9.00 a 9.20 è presente un livello di scorie rossastre.			C2		
	5.00							
	7.00		Fine sondaggio					
	10.00							
	17.00							

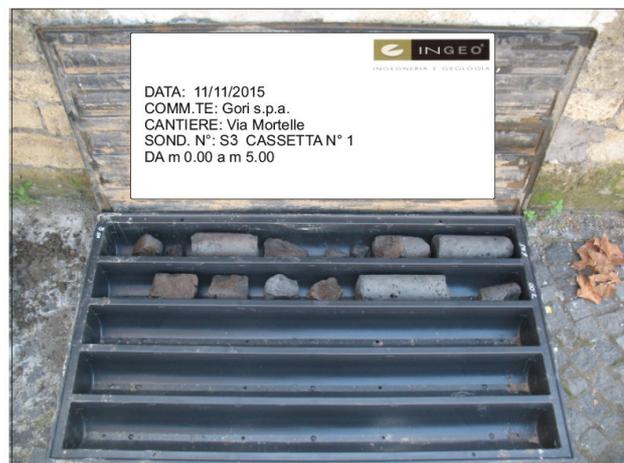
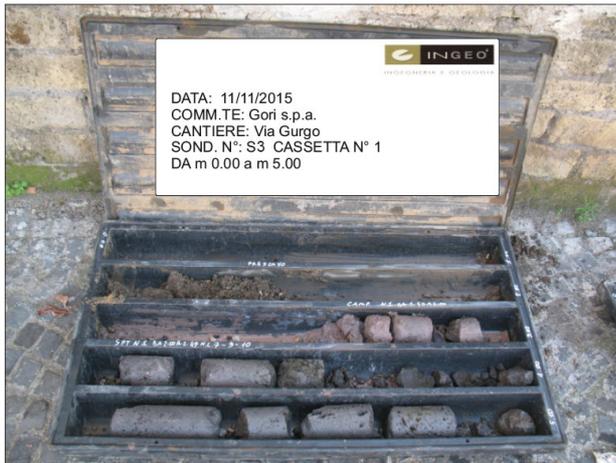
 Autorizzazione Ministero delle Infrastrutture e dei
 Trasporti, ai sensi della Circolare n. 7619 del
 08/09/2010. Certificazione n° 5036


Sigla: S3

DATA ESECUZIONE: 11/11/2015

DATA EMISSIONE: 10/12/2015

PAGINE: 1 di 3



9.5 LOCALIZZAZIONE DEL LIVELLO IDRICO DI FALDA E DEFINIZIONE DELLE PRINCIPALI CARATTERISTICHE IDROGEOLOGICHE

Nei sondaggi eseguiti, così come si può evincere dalle stratigrafie sopra riportate, la falda non è stata rilevata.

9.6 METODOLOGIE DI SCAVO DELLE FONDAZIONI, STABILITÀ DEI FRONTI DI SCAVO E PRESCRIZIONI

Lo scavo del piano di fondazione è previsto mediante scavo a sezione obbligata e di sbancamento, previa realizzazione delle opportune opere di sostegno previste in progetto. I fronti di scavo in genere dovranno essere messi in sicurezza modellando le scarpe con una pendenza massima di 45°/60°, ed avendo cura di non caricare la scarpata, né con il passaggio di carichi mobili e né con lo stoccaggio dei materiali di lavorazione.

Inoltre si dovrà avere cura di realizzare a lavoro ultimato un rinfiango e rinterro degli scavi con un terreno asciutto proveniente dagli scavi opportunamente vagliato e costipato a strati al fine di garantire buone caratteristiche meccaniche e dunque minori spinte attive e maggiori spinte passive resistenti; ed al tempo stesso scongiurare fenomeni di cedimento.

9.7 STABILITÀ GLOBALE DELL'INTERVENTO

Da attenti sopralluoghi, dalle indagini geognostiche svolte e dalle considerazioni contenute nella relazione geologica (cfr. relazione geologica allegata) si può con certezza affermare che le aree sulle quali ricadono le opere di progetto sono stabili, pertanto non è stato necessario prevedere particolari opere di progetto per la stabilizzazione dei fronti di scavo e pendii; e visto che le opere di progetto vanno a sostituire un ammasso di terreno con un peso minore, ai sensi del D.M.11/03/1988 e del D.M. 14.01.2008 essendo allo stato attuale l'area globalmente stabile dal punto di vista geologico-geotecnico, la verifica di stabilità viene omessa.

Si prescrive di programmare la sequenza degli scavi in modo da non arrecare problemi di stabilità alle opere realizzate e alle viabilità al contorno esistenti e di progetto e ai fabbricati limitrofi.

9.8 TENSIONE AMMISSIBILE DEL TERRENO DI FONDAZIONE E CARICO LIMITE

Il carico ammissibile, ossia la tensione ammissibile usata nella modellazione strutturale per verificare il terreno, è fissato come una aliquota del carico limite con un coefficiente di sicurezza $F_s > 3$.

Come carico ammissibile viene scelto in relazione alla tipologia di terreno, profondità di posa e tipologia di fondazione (secondo la norma DIN 1054 per il piano di posa alla profondità di circa 2,00/4,00 m (all'interno del banco di piroclastiti) e per un terreno di consistenza dura, il carico ammissibile è di 2.0 kg/cm²).

Tale condizione è ampiamente verificata. (vedasi relazione di calcolo).

9.9 ENTITÀ E DECORSO DEI CEDIMENTI DEL TERRENO DI FONDAZIONE

Il banco di terreno al di sotto delle fondazioni dal punto di vista geotecnico è uniforme sia in profondità che in piano, pertanto date le condizioni in sito, la tipologia di fondazioni ampiamente sperimentata, la natura, caratteristiche del terreno e le caratteristiche delle opere da realizzare non ci saranno sicuramente problemi di cedimenti differenziali.

Ai sensi delle disposizioni dell'art.C.4 D.M.11/03/1988 e successivo D.M. 14.01.2008 il calcolo dei cedimenti verrà omesso.

9.10 VALUTAZIONE DEL COEFFICIENTE DI SOTTOFONDO K PER IL DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE DI FONDAZIONE SU TERRENO ELASTICO ALLA WINKLER

Il coefficiente di sottofondo adottato nella schematizzazione di calcolo di eventuali fondazioni dirette, per il terreno sciolto (piroclastiti) in sito, con riferimento alla letteratura scientifica in via cautelativa è il seguente $K_w \text{ verticale} = 2 \text{ kg/cm}^3$ (Fondazioni C.Viggiani Hevelius Edizioni).

9.11 DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE DI FONDAZIONE E DI SOSTEGNO

Per quanto riguarda il dimensionamento e la verifica si rimanda integralmente a quanto indicato agli allegati.

10 RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE MANUFATTI (D.M.14.01.2008)

Sono illustrati con la presente i risultati dei calcoli che riguardano il progetto delle armature, la verifica delle tensioni di lavoro dei materiali e del terreno.

I calcoli sono condotti nel pieno rispetto della normativa vigente e, in particolare, la normativa cui viene fatto riferimento nelle fasi di calcolo, verifica e progettazione è costituita dalle *Norme Tecniche per le Costruzioni*, emanate con il D.M. 14/01/2008 pubblicato nel suppl. 30 G.U. 29 del 4/02/2008, nonché la Circolare del Ministero Infrastrutture e Trasporti del 2 Febbraio 2009, n. 617 “*Istruzioni per l’applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni*”.

Di seguito dopo una breve disamina sui metodi di calcolo utilizzati sono riportati in allegato i listati di calcolo (sintetici) delle diversi manufatti calcolati, per quanto non espressamente indicato si rimanda agli allegati e al manuale del programma di calcolo.

10.1 PRESTAZIONI ATTESE – CLASSE DELLA COSTRUZIONE - VITA ESERCIZIO - MODELLI DI CALCOLO – TOLLERANZE – DURABILITÀ - PROCEDURE QUALITÀ E MANUTENZIONE

Le norme precisano che la sicurezza e le prestazioni di una struttura o di una parte di essa devono essere valutate in relazione all’insieme degli stati limite che verosimilmente si possono verificare durante la vita normale.

Prescrivono inoltre che debba essere assicurata una robustezza nei confronti di azioni eccezionali.

Le prestazioni della struttura e la vita nominale sono riportati nei successivi tabulati di calcolo della struttura

La sicurezza e le prestazioni saranno garantite verificando gli opportuni stati limite definiti di concerto al Committente in funzione dell’utilizzo della struttura, della sua vita nominale e di quanto stabilito dalle norme di cui al D.M. 14.01.2008 e s.m. ed i.

In particolare si è verificata :

la sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi (**SLU**) che possono provocare eccessive deformazioni permanenti, crolli parziali o globali, dissesti, che possono compromettere l’incolumità delle persone e/o la perdita di beni, provocare danni ambientali e sociali, mettere fuori servizio l’opera. Per le verifiche sono stati utilizzati i coefficienti parziali relativi alle azioni ed alle resistenze dei materiali in accordo a quanto previsto dal D.M. 14.01.2008 per i vari tipi di materiale. I valori utilizzati sono riportati nel fascicolo delle elaborazioni numeriche allegate.

la sicurezza nei riguardi degli stati limite di esercizio (**SLE**) che possono limitare nell’uso e nella durata l’utilizzo della struttura per le azioni di esercizio. In particolare di concerto con il committente e coerentemente alle norme tecniche si sono definiti i limiti riportati nell’allegato fascicolo delle calcolazioni.

la sicurezza nei riguardi dello stato limite del danno (**SLD**) causato da azioni sismiche con opportuni periodi di ritorno definiti di concerto al committente ed alle norme vigenti per le costruzioni in zona sismica

robustezza nei confronti di opportune azioni accidentali in modo da evitare danni sproporzionati in caso di incendi, urti, esplosioni, errori umani.

Per quando riguarda le fasi costruttive intermedie la struttura non risulta cimentata in maniera più gravosa della fase finale.

10.2 COMBINAZIONI DELLE AZIONI SULLA COSTRUZIONE

Le azioni definite come al § 2.5.1 delle NTC 2008 sono state combinate in accordo a quanto definito al § 2.5.3. applicando i coefficienti di combinazione come di seguito definiti:

Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

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

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{Gi} e γ_{Qj} utilizzati nelle calcolazioni sono dati nelle NTC 2008 in § 2.6.1, Tab. 2.6.I

10.3 AZIONI AMBIENTALI E NATURALI

Si è concordato con il committente che le prestazioni attese nei confronti delle azioni sismiche siano verificate agli stati limite, sia di esercizio che ultimi individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Gli stati limite di esercizio sono:

- **Stato Limite di Operatività (SLO)**
- **Stato Limite di Danno (SLD)**

Gli stati limite ultimi sono:

- **Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)**
- **Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC)**

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella successiva tabella:

Stati Limite PVR :		Probabilità di superamento nel periodo di riferimento VR
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Per la definizione delle forme spettrali (spettri elastici e spettri di progetto), in conformità ai dettami del D.M. 14 gennaio 2008 § 3.2.3. sono stati definiti i seguenti termini:

- Vita Nominale
- Classe d'Uso;
- Categoria del suolo;
- Coefficiente Topografico;
- Latitudine e longitudine del sito oggetto di edificazione.

Tali valori sono stati utilizzati da apposita procedura informatizzata sviluppata dalla STS s.r.l., che, a partire dalle coordinate del sito oggetto di intervento, fornisce i parametri di pericolosità sismica da considerare ai fini del calcolo strutturale, riportati nei tabulati di calcolo.

Si è inoltre concordato le verifiche delle prestazioni saranno effettuate per le azioni derivanti dalla *neve, dal vento e dalla temperatura* secondo quanto previsto al cap. 3 del DM 14.01.08 e della Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 2 febbraio 2009 n. 617 per un periodo di ritorno coerente alla classe della struttura ed alla sua vita utile.

10.4 DESTINAZIONE D'USO E SOVRACCARICHI VARIABILI DOVUTO ALLE AZIONI ANTROPICHE

Per la determinazione dell'entità e della distribuzione spaziale e temporale dei sovraccarichi variabili si farà riferimento alla tabella del D.M. 14.01.2008 in funzione della destinazione d'uso.

I carichi variabili comprendono i carichi legati alla destinazione d'uso dell'opera; i modelli di tali azioni possono essere costituiti da:

- carichi verticali uniformemente distribuiti q_k [kN/m²]
- carichi verticali concentrati Q_k [kN]
- carichi orizzontali lineari H_k [kN/m]

Tabella 3.1.II – Valori dei carichi d'esercizio per le diverse categorie di edifici

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale. Sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi. (ad esclusione delle aree suscettibili di affollamento)	2,00	2,00	1,00
B	Uffici. Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	2,00 3,00	2,00 2,00	1,00 1,00
C	Ambienti suscettibili di affollamento Cat. C1 Ospedali, ristoranti, caffè, banche, scuole Cat. C2 Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli per il libero movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, stazioni ferroviarie, sale da ballo, palestre, tribune libere, edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune	3,00 4,00 5,00	2,00 4,00 5,00	1,00 2,00 3,00
D	Ambienti ad uso commerciale. Cat. D1 Negozi Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini, librerie...	4,00 5,00	4,00 5,00	2,00 2,00
E	Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale. Cat. E1 Biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri Cat. E2 Ambienti ad uso industriale, da valutarsi caso per caso	$\geq 6,00$ —	6,00 —	1,00* —
F-G	Rimesse e parcheggi. Cat. F Rimesse e parcheggi per il transito di automezzi di peso a pieno carico fino a 30 kN Cat. G Rimesse e parcheggi per transito di automezzi di peso a pieno carico superiore a 30 kN: da valutarsi caso per caso	2,50 —	2 x 10,00 —	1,00** —
H	Coperture e sottotetti Cat. H1 Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione Cat. H2 Coperture praticabili Cat. H3 Coperture speciali (impianti, eliporti, altri) da valutarsi caso per caso	0,50 — —	1,20 — —	1,00 secondo categoria di appartenenza —
* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati				
** per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso				

I valori nominali e/o caratteristici q_k , Q_k ed H_k di riferimento sono riportati nella Tab. 3.1.II. delle NTC 2008. In presenza di carichi verticali concentrati Q_k essi sono stati applicati su impronte di carico appropriate all'utilizzo ed alla forma dello orizzontamento; in particolare si considera una forma dell'impronta di carico quadrata pari a 50 x 50 mm, salvo che per le rimesse ed i parcheggi, per i quali i carichi si sono applicano su due impronte di 200 x 200 mm, distanti assialmente di 1,80 m.

10.5 MODELLI DI CALCOLO

Si sono utilizzati come modelli di calcolo quelli esplicitamente richiamati nel D.M. 14.01.2008 ed in particolare:

- analisi elastica lineare per il calcolo delle sollecitazioni derivanti da carichi statici
- analisi dinamica modale con spettri di progetto per il calcolo delle sollecitazioni di progetto dovute all'azione sismica
- analisi degli effetti del 2° ordine quando significativi
- verifiche sezionali agli s.l.u. per le sezioni in c.a. utilizzando il legame parabola rettangolo per il calcestruzzo ed il legame elastoplastico incrudente a duttilità limitata per l'acciaio
- verifiche plastiche per le sezioni in acciaio di classe 1 e 2 e tensionali per quelle di classe 3
- verifiche tensionali per le sezioni in legno
- analisi statica non lineare (push Over), quando specificato, nelle elaborazioni numeriche allegate

Per quanto riguarda le azioni sismiche ed in particolare per la determinazione del fattore di struttura, dei dettagli costruttivi e le prestazioni sia agli SLU che allo SLD si fa riferimento al D.M. 14.01.08 e alla circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 2 febbraio 2009, n. 617 la quale è stata utilizzata come norma di dettaglio.

La definizione quantitativa delle prestazioni e le verifiche sono riportati nel fascicolo delle elaborazioni numeriche allegate.

10.6 TOLLERANZE

Nelle calcolazioni si è fatto riferimento ai valori nominali delle grandezze geometriche ipotizzando che le tolleranze ammesse in fase di realizzazione siano conformi alle euronorme EN 1992-1991- EN206 - EN 1992-2005:

Copriferro 5 mm (EC2 4.4.1.3)

Per dimensioni $\leq 150\text{mm} \pm 5\text{ mm}$

Per dimensioni $= 400\text{ mm} \pm 15\text{ mm}$

Per dimensioni $\geq 2500\text{ mm} \pm 30\text{ mm}$

Per i valori intermedi interpolare linearmente.

10.7 DURABILITÀ

Per garantire la durabilità della struttura sono state prese in considerazione opportuni stati limite di esercizio (**SLE**) in funzione dell'uso e dell'ambiente in cui la struttura dovrà vivere limitando sia gli stati tensionali che nel caso delle opere in calcestruzzo anche l'ampiezza delle fessure. La definizione quantitativa delle prestazioni, la classe di esposizione e le verifiche sono riportati nel fascicolo delle elaborazioni numeriche allegate.

Inoltre per garantire la durabilità, così come tutte le prestazioni attese, è necessario che si ponga adeguata cura sia nell'esecuzione che nella manutenzione e gestione della struttura e si utilizzino tutti gli accorgimenti utili alla conservazione delle caratteristiche fisiche e dinamiche dei materiali e delle strutture. La qualità dei materiali e le dimensioni degli elementi sono coerenti con tali obiettivi.

Durante le fasi di costruzione il direttore dei lavori implementerà severe procedure di controllo sulla qualità dei materiali, sulle metodologie di lavorazione e sulla conformità delle opere eseguite al progetto esecutivo nonché alle prescrizioni contenute nelle "Norme Tecniche per le Costruzioni" DM 14.01.2008. e relative Istruzioni.

10.8 METODI DI CALCOLO UTILIZZATI

I metodi di calcolo adottati per il calcolo sono i seguenti:

- 1) Per i carichi statici: *METODO DELLE DEFORMAZIONI*;
- 2) Per i carichi sismici: metodo dell'*ANALISI MODALE* o dell'*ANALISI SISMICA STATICA EQUIVALENTE*.

Per lo svolgimento del calcolo si è accettata l'ipotesi che, in corrispondenza dei piani sismici, i solai siano infinitamente rigidi nel loro piano e che le masse ai fini del calcolo delle forze di piano siano concentrate alle loro quote.

10.8.1 Calcolo spostamenti e caratteristiche

Il calcolo degli spostamenti e delle caratteristiche viene effettuato con il metodo degli elementi finiti (**F.E.M.**).

Possono essere inseriti due tipi di elementi:

- 1) Elemento monodimensionale asta (*beam*) che unisce due nodi aventi ciascuno 6 gradi di libertà. Per maggiore precisione di calcolo, viene tenuta in conto anche la deformabilità a taglio e quella assiale di questi elementi. Queste aste, inoltre, non sono considerate flessibili da nodo a nodo ma hanno sulla parte iniziale e finale due tratti infinitamente rigidi formati dalla parte di trave inglobata nello spessore del pilastro; questi tratti rigidi forniscono al nodo una dimensione reale.
- 2) L'elemento bidimensionale shell (*quad*) che unisce quattro nodi nello spazio. Il suo comportamento è duplice, funziona da lastra per i carichi agenti sul suo piano, da piastra per i carichi ortogonali.

Assemblate tutte le matrici di rigidezza degli elementi in quella della struttura spaziale, la risoluzione del sistema viene perseguita tramite il *metodo di Cholesky*.

Ai fini della risoluzione della struttura, gli spostamenti X e Y e le rotazioni attorno l'asse verticale Z di tutti i nodi che giacciono su di un impalcato dichiarato rigido sono mutuamente vincolati.

10.8.2 Analisi sismica statica

L'analisi sismica statica è stata svolta imponendo, come da normativa, un sistema di forze orizzontali parallele alle direzioni ipotizzate come ingresso del sisma. Tali forze che sono calcolate mediante l'espressione:

$$F_i = S_d(T_1) \times W \times \frac{L}{g} \times \frac{z_i \times W_i}{\sum z_j \times W_j}$$

dove:

F_i è la forza da applicare al nodo i

$S_d(T_1)$ è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto

W è il peso sismico complessivo della costruzione

L è un coefficiente pari a 0,85 se l'edificio ha meno di tre piani e se $T_1 < T_c$, pari ad 1,0 negli altri casi

g è l'accelerazione di gravità

W_i e W_j sono i pesi delle masse sismiche ai nodi i e j

z_i e z_j sono le altezze dei nodi i e j rispetto alle fondazioni

Tali forze sono applicate in corrispondenza dei baricentri delle masse di piano.

Le forze orizzontali così calcolate vengono ripartite fra gli elementi irrigiditi (pilastri e pareti di taglio), ipotizzando i solai dei piani sismici infinitamente rigidi assialmente.

I valori delle sollecitazioni sismiche sono combinate linearmente (in somma e in differenza) con quelle per carichi statici e con il 30% di quelle del sisma ortogonale per ottenere le sollecitazioni di verifica.

Gli angoli delle direzioni di ingresso dei sismi sono valutati rispetto all'asse X del sistema di riferimento globale.

10.8.3 Verifiche

Le verifiche, svolte secondo il metodo degli stati limite ultimi e di esercizio, si ottengono involupando tutte le condizioni di carico prese in considerazione.

In fase di verifica è stato differenziato l'elemento trave dall'elemento pilastro. Nell'elemento trave le armature sono disposte in modo asimmetrico, mentre nei pilastri sono sempre disposte simmetricamente.

Per l'elemento trave, l'armatura si determina suddividendola in cinque conci in cui l'armatura si mantiene costante, valutando per tali conci le massime aree di armatura superiore ed inferiore richieste in base ai momenti massimi riscontrati nelle varie combinazioni di carico esaminate. Lo stesso criterio è stato adottato per il calcolo delle staffe.

Anche l'elemento pilastro viene scomposto in cinque conci in cui l'armatura si mantiene costante. Vengono però riportate le armature massime richieste nella metà superiore (testa) e inferiore (piede).

La fondazione su travi rovesce è risolta contemporaneamente alla sovrastruttura tenendo in conto sia la rigidità flettente che quella torcente, utilizzando per l'analisi agli elementi finiti l'elemento asta su suolo elastico alla *Winkler*.

Le travate possono incrociarsi con angoli qualsiasi e avere dei disassamenti rispetto ai pilastri su cui si appoggiano.

La ripartizione dei carichi, data la natura matriciale del calcolo, tiene automaticamente conto della rigidità relativa delle varie travate convergenti su ogni nodo.

Le verifiche per gli elementi bidimensionali (setti) vengono effettuate sovrapponendo lo stato tensionale del comportamento a lastra e di quello a piastra. Vengono calcolate le armature delle due facce dell'elemento bidimensionale disponendo i ferri in due direzioni ortogonali.

10.8.4 Dimensionamento minimo delle armature.

Per il calcolo delle armature sono stati rispettati i minimi di legge di seguito riportati:

TRAVI:

- Area minima delle staffe pari a $1.5 \cdot b$ mmq/ml, essendo b lo spessore minimo dell'anima misurato in mm, con passo non maggiore di 0,8 dell'altezza utile e con un minimo di 3 staffe al metro. In prossimità degli appoggi o di carichi concentrati per una lunghezza pari all'altezza utile della sezione, il passo minimo sarà 12 volte il diametro minimo dell'armatura longitudinale.
 - Armatura longitudinale in zona tesa $\geq 0,15\%$ della sezione di calcestruzzo. Alle estremità è disposta una armatura inferiore minima che possa assorbire, allo stato limite ultimo, uno sforzo di trazione uguale al taglio.
 - In zona sismica, nelle zone critiche il passo staffe è non superiore al minimo di:
 - un quarto dell'altezza utile della sezione trasversale;
 - 175 mm e 225 mm, rispettivamente per CDA e CDB;
 - 6 volte e 8 volte il diametro minimo delle barre longitudinali considerate ai fini delle verifiche, rispettivamente per CDA e CDB;
 - 24 volte il diametro delle armature trasversali.
- Le zone critiche si estendono, per CDB e CDA, per una lunghezza pari rispettivamente a 1 e 1,5 volte l'altezza della sezione della trave, misurata a partire dalla faccia del nodo trave-pilastro. Nelle zone critiche della trave il rapporto fra l'armatura compressa e quella tesa è maggiore o uguale a 0,5.

PILASTRI:

- Armatura longitudinale compresa fra 0,3% e 4% della sezione effettiva e non minore di $0,10 \cdot N_{ed}/f_{yd}$;
- Barre longitudinali con diametro ≥ 12 mm;
- Diametro staffe ≥ 6 mm e comunque $\geq 1/4$ del diametro max delle barre longitudinali, con interasse non maggiore di 30 cm.
- In zona sismica l'armatura longitudinale è almeno pari all'1% della sezione effettiva; il passo delle staffe di contenimento è non superiore alla più piccola delle quantità seguenti:
 - $1/3$ e $1/2$ del lato minore della sezione trasversale, rispettivamente per CDA e CDB;
 - 125 mm e 175 mm, rispettivamente per CDA e CDB;
 - 6 e 8 volte il diametro delle barre longitudinali che collegano, rispettivamente per CDA e CDB.

10.8.5 Misura della sicurezza

Il metodo di verifica della sicurezza adottato è quello degli Stati Limite (SL) che prevede due insiemi di verifiche rispettivamente per gli stati limite ultimi SLU e gli stati limite di esercizio SLE. La sicurezza viene quindi garantita progettando i vari elementi resistenti in modo da assicurare che la loro resistenza di calcolo sia sempre maggiore delle corrispondente domanda in termini di azioni di calcolo.

10.8.6 Criteri adottati per la schematizzazione della struttura

La struttura è stata modellata con il metodo degli elementi finiti utilizzando vari elementi di libreria specializzati per schematizzare i vari elementi strutturali.

In particolare le travi ed i pilastri sono schematizzati con elementi trave a due nodi deformabili assialmente, a flessione e taglio utilizzando funzioni di forma cubiche di Hermite.

Tale modello finito ha la caratteristica di fornire la soluzione esatta in campo elastico lineare per cui non necessita di ulteriori suddivisioni interne degli elementi strutturali.

Gli elementi finiti a due nodi possono essere utilizzati in analisi di tipo non lineare potendo modellare non linearità sia di tipo geometrico che meccanico con i seguenti modelli :

- Matrice geometrica per gli effetti del II° ordine
- Non linearità meccanica per comportamento assiale solo resistente a trazione o compressione
- Non linearità meccanica di tipo elasto-plastica con modellazione a plasticità concentrata e duttilità limitata con controllo della capacità rotazionale ultima delle cerniere plastiche. Tale modellazione viene utilizzata per effettuare le analisi sismiche di tipo PUSHOVER con le modalità previste dal D.M. 14/01/2008 e s.m.i.

Per gli elementi strutturali bidimensionali quali pareti a taglio, setti, nuclei irrigiditi, piastre o superfici generiche viene utilizzato un modello finito a 3 o 4 nodi di tipo shell che modella sia il comportamento membranale (lastra) che flessionale (piastra).

Tale elemento finito di tipo isoparametrico viene modellato con funzioni di forma di tipo polinomiale che rappresentano una soluzione congruente ma non esatta nello spirito del metodo FEM.

Per questo tipo di elementi finiti la precisione dei risultati ottenuti dipenderà quindi dalla forma e densità della MESH, si ricorda che il calcolo agli elementi finiti è per sua natura un calcolo approssimato.

Il metodo è efficiente per il calcolo degli spostamenti nodali ed è sempre rispettoso dell'equilibrio a livello nodale con le azioni esterne.

La precisione nel calcolo delle tensioni è inferiore a quella ottenuta nel calcolo degli spostamenti, inoltre è fortemente dipendente dalla mesh.

Le verifiche saranno effettuate sia direttamente sullo stato tensionale ottenuto, per le azioni di tipo statico e di esercizio, mentre per le azioni dovute al sisma ed in genere per le azioni che provocano elevata domanda di

deformazione anelastica, sulle risultanti (forze e momenti) agenti globalmente su una sezione dell'oggetto strutturale (muro a taglio, trave accoppiamento, etc..)

Nel modello vengono tenuti in conto i disassamenti tra i vari elementi strutturali schematizzandoli come vincoli cinematici rigidi.

La presenza di eventuali orizzontamenti sono tenuti in conto o con vincoli cinematici rigidi o modellando la soletta con elementi SHELL.

L'analisi delle sollecitazioni viene condotta in fase elastica lineare tenendo conto eventualmente degli effetti del secondo ordine.

Le sollecitazioni derivanti dalle azioni sismiche possono essere ottenute sia da analisi statiche equivalenti che da analisi dinamiche modali.

Nel caso si debba verificare la capacità della struttura progettata od di una esistente a resistere al sisma, o si debba verificare l'effettiva duttilità strutturale si provvederà ad effettuare una analisi statica di tipo non lineare (PUSHOVER).

I vincoli tra i vari elementi strutturali e con il terreno sono modellati in maniera congruente al reale comportamento strutturale, in particolare per le connessioni tra aste in acciaio o legno.

Il modello di calcolo può tenere in conto o meno dell'interazione suolo-struttura schematizzando le fondazioni superficiali con elementi plinto, trave o piastra su suolo elastico alla Winkler.

Nel caso di fondazioni profonde i pali vengono modellati sia per le azioni verticali che trasversali modellando il terreno alla Winkler in funzione del modulo di reazione orizzontale.

Nel caso delle strutture isolate alla base gli isolatori vengono modellati come elementi a due nodi a comportamento elasto-viscoso deformabili sia a taglio che assialmente.

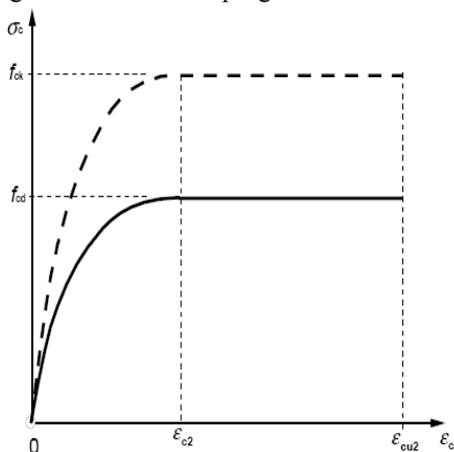
I legami costitutivi utilizzati nelle analisi globali finalizzate al calcolo delle sollecitazioni sono elastico lineari.

I legami costitutivi utilizzati nelle analisi non lineari di tipo PUSHOVER possono essere di tipo elastoplastico - incoerente a duttilità limitata, elasto-fragile, elastoplastico a compressione e fragile a trazione.

Per le verifiche sezionali i legami utilizzati sono:

LEGAME PARABOLA RETTANGOLO PER IL CALCESTRUZZO

Legame costitutivo di progetto del calcestruzzo

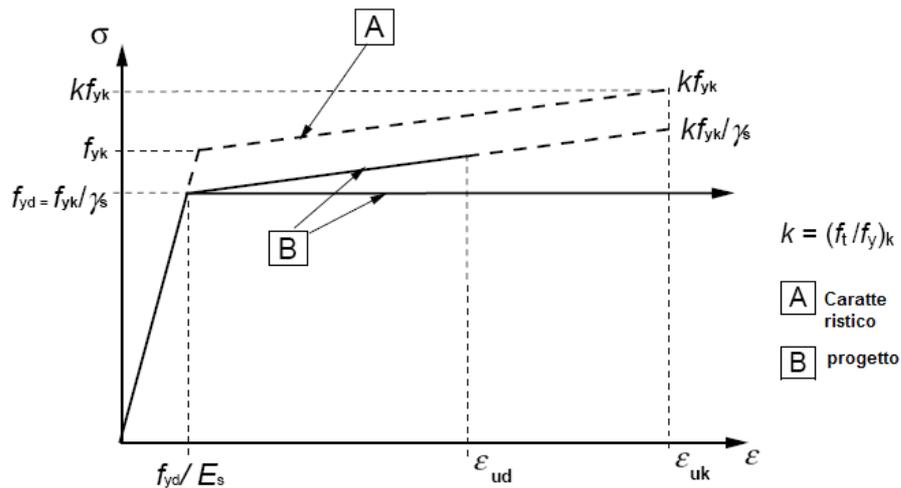


Il valore ϵ_{cu2} nel caso di analisi non lineari sarà valutato in funzione dell'effettivo grado di confinamento esercitato dalle staffe sul nucleo di calcestruzzo.

LEGAME ELASTICO PREFETTAMENTE PLASTICO O INCRUDENTE O DUTTILITA' LIMITATA PER L'ACCIAIO

Legame costitutivo di progetto acciaio per c.a.

- legame rigido plastico per le sezioni in acciaio di classe 1 e 2 e elastico lineare per quelle di classe 3 e 4
- legame elastico lineare per le sezioni in legno
- legame elasto-viscoso per gli isolatori



Legame costitutivo isolatori

Il modello di calcolo utilizzato risulta rappresentativo della realtà fisica per la configurazione finale anche in funzione delle modalità e sequenze costruttive.

10.8.7 Combinazioni di calcolo

Le combinazioni di calcolo considerate sono quelle previste dal D.M. 14.01.2008 per i vari stati limite e per le varie azioni e tipologie costruttive.

In particolare, ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni per cui si rimanda al § 2.5.3 NTC 2008; queste sono:

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU) (2.5.1)
- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7(2.5.2)
- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili (2.5.3)
- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine (2.5.4)
- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2 form. 2.5.5):
- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto Ad (v. § 3.6 form. 2.5.6).

Nelle combinazioni per SLE, si intende che vengono omessi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2 .

Altre combinazioni sono da considerare in funzione di specifici aspetti (p. es. fatica, ecc.). Nelle formule sopra riportate il simbolo + vuol dire "combinato con".

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{Gi} e γ_{Qj} sono dati in § 2.6.1, Tab. 2.6.I

Per le combinazioni sismiche:

Nel caso delle costruzioni civili e industriali le verifiche agli stati limite ultimi o di esercizio devono essere effettuate per la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni già fornita in § 2.5.3 form. 3.2.16 delle NTC 2008

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai carichi gravitazionali (form. 3.2.17).

I valori dei coefficienti ψ_{2j} sono riportati nella Tabella 2.5.I

La struttura deve essere progettata così che il degrado nel corso della sua vita nominale, purché si adotti la normale manutenzione ordinaria, non pregiudichi le sue prestazioni in termini di resistenza, stabilità e funzionalità, portandole al di sotto del livello richiesto dalle presenti norme.

Le misure di protezione contro l'eccessivo degrado devono essere stabilite con riferimento alle previste condizioni ambientali.

La protezione contro l'eccessivo degrado deve essere ottenuta attraverso un'opportuna scelta dei dettagli, dei materiali e delle dimensioni strutturali, con l'eventuale applicazione di sostanze o ricoprimenti protettivi, nonché con l'adozione di altre misure di protezione attiva o passiva.

10.8.8 Azioni sulla costruzione

Azione sismica

Ai fini delle NTC 2008 l'azione sismica è caratterizzata da 3 componenti traslazionali, due orizzontali contrassegnate da X ed Y ed una verticale contrassegnata da Z, da considerare tra di loro indipendenti.

Le componenti possono essere descritte, in funzione del tipo di analisi adottata, mediante una delle seguenti rappresentazioni:

- accelerazione massima attesa in superficie;
- accelerazione massima e relativo spettro di risposta attesi in superficie;
- accelerogramma.

L'azione in superficie è stata assunta come agente su tali piani.

Le due componenti ortogonali indipendenti che descrivono il moto orizzontale sono caratterizzate dallo stesso spettro di risposta. L'accelerazione massima e lo spettro di risposta della componente verticale attesa in superficie sono determinati sulla base dell'accelerazione massima e dello spettro di risposta delle due componenti orizzontali.

In allegato alle NTC, per tutti i siti considerati, sono forniti i valori dei precedenti parametri di pericolosità sismica necessari per la determinazione delle azioni sismiche.

Azioni dovute al vento

Le azioni del vento sono state determinate in conformità al §3.3 del DM 14.01.08 e della Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 2 febbraio 2009 n. 617.

Si precisa che tali azioni hanno valenza significativa in caso di strutture di elevata snellezza e con determinate caratteristiche tipologiche come ad esempio le strutture in acciaio.

Azioni dovute alla temperatura

Variazioni giornaliere e stagionali della temperatura esterna, irraggiamento solare e convezione comportano variazioni della distribuzione di temperatura nei singoli elementi strutturali.

La severità delle azioni termiche è in generale influenzata da più fattori, quali le condizioni climatiche del sito, l'esposizione, la massa complessiva della struttura e la eventuale presenza di elementi non strutturali isolanti.

le temperature dell'aria esterne § 3.5.2, dell'aria interna § 3.5.3 e la distribuzione della temperatura negli elementi strutturali § 3.5.4 viene assunta in conformità ai dettami delle NTC 2008.

Neve

Il carico provocato dalla neve sulle coperture sarà valutato mediante la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i q_{sk} C_E C_t \quad (3.3.7)$$

dove:

q_s è il carico neve sulla copertura;

μ_i è il coefficiente di forma della copertura, fornito al § 3.4.5;

q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/m²], fornito al § 3.4.2 delle NTC per un periodo di ritorno di 50 anni;

C_E è il coefficiente di esposizione di cui al § 3.4.3;

C_t è il coefficiente termico di cui al § 3.4.4.

Azioni eccezionali

Le azioni eccezionali, che si presentano in occasione di eventi quali incendi, esplosioni ed urti, solo in taluni casi vanno considerate nella progettazione, quando ciò è richiesto da specifiche esigenze strutturali, la resistenza al fuoco, verrà determinata sulla base delle indicazioni di cui al § 3.6.1 delle NTC.

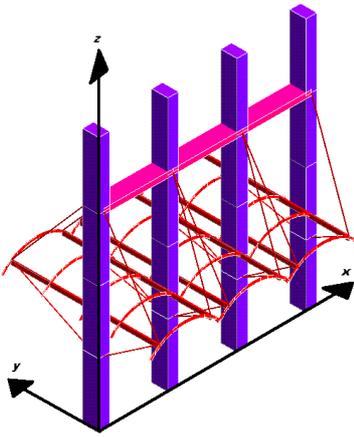
Azioni antropiche e pesi propri

In generale sulle pareti del cantinato, se questo è presente, agiscono le spinte del terreno. In sede di valutazione di tali carichi, se non c'è grossa variabilità dei parametri geotecnici dei vari strati così come individuati nella relazione geologica, si adotterà una o più tipologie di terreno ai soli fini della definizione dei lati di spinta e/o di eventuali sovraccarichi.

10.8.9 Sistemi di riferimento

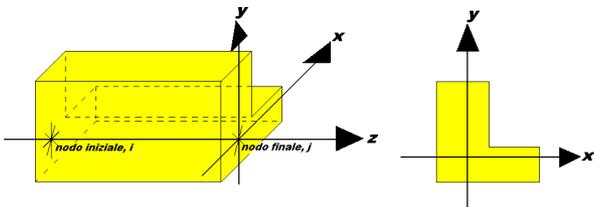
1) SISTEMA GLOBALE DELLA STRUTTURA SPAZIALE

Il sistema di riferimento globale è costituito da una terna destra di assi cartesiani ortogonali (O-XYZ) dove l'asse Z rappresenta l'asse verticale rivolto verso l'alto. Le rotazioni sono considerate positive se concordi con gli assi vettori:



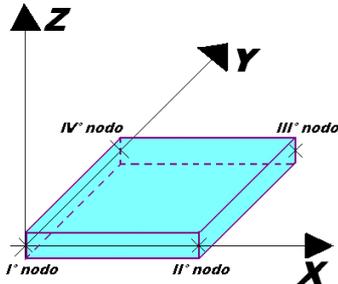
2) SISTEMA LOCALE DELLE ASTE

Il sistema di riferimento locale delle aste, inclinate o meno, è costituito da una terna destra di assi cartesiani ortogonali che ha l'asse Z coincidente con l'asse longitudinale dell'asta ed orientamento dal nodo iniziale al nodo finale, gli assi X ed Y sono orientati come nell'archivio delle sezioni:



3) SISTEMA LOCALE DELL'ELEMENTO SHELL

Il sistema di riferimento locale dell'elemento shell è costituito da una terna destra di assi cartesiani ortogonali che ha l'asse X coincidente con la direzione fra il primo ed il secondo nodo di input, l'asse Y giacente nel piano dello shell e l'asse Z in direzione dello spessore:



10.8.10 Unità di misura

Si adottano le seguenti unità di misura:

[lunghezze]	= m
[forze]	= kgf / daN
[tempo]	= sec
[temperatura]	= °C

10.8.11 Convenzioni sui segni

I carichi agenti sono:

- 1) Carichi e momenti distribuiti lungo gli assi coordinati;
- 2) Forze e coppie nodali concentrate sui nodi.

Le forze distribuite sono da ritenersi positive se concordi con il sistema di riferimento locale dell'asta, quelle concentrate sono positive se concordi con il sistema di riferimento globale.

I gradi di libertà nodali sono gli omologhi agli enti forza, e quindi sono definiti positivi se concordi a questi ultimi.

11 RELAZIONE DI CALCOLO - CAPACITÀ PORTANTE DELLE FONDAZIONI

Sono illustrati con la presente i risultati dei calcoli che riguardano il progetto delle armature, la verifica delle tensioni di lavoro dei materiali e del terreno.

11.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

I calcoli sono condotti nel pieno rispetto della normativa vigente e, in particolare, la normativa cui viene fatto riferimento nelle fasi di calcolo, verifica e progettazione è costituita dalle *Norme Tecniche per le Costruzioni*, emanate con il D.M. 14/01/2008 pubblicato nel suppl. 30 G.U. 29 del 4/02/2008, nonché la Circolare del Ministero Infrastrutture e Trasporti del 2 Febbraio 2009, n. 617 “*Istruzioni per l'applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni*”.

Per il calcolo delle strutture in oggetto si adotteranno i criteri della Geotecnica e della Scienza delle Costruzioni.

11.2 CAPACITÀ PORTANTE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI

La verifica della capacità portante consiste nel confronto tra la pressione verticale di esercizio in fondazione e la pressione limite per il terreno, valutata secondo *Brinch-Hansen*:

$$q_{lim} = q N_q Y_q i_q d_q b_q g_q s_q + c N_c Y_c i_c d_c b_c g_c s_c + \frac{1}{2} G B' N_g Y_g i_g b_g s_g$$

dove

Caratteristiche geometriche della fondazione:

- q = carico sul piano di fondazione
- B = lato minore della fondazione
- L = lato maggiore della fondazione
- D = profondità della fondazione
- α = inclinazione base della fondazione
- G = peso specifico del terreno
- B' = larghezza di fondazione ridotta = $B - 2 eB$
- L' = lunghezza di fondazione ridotta = $L - 2 eL$

Caratteristiche di carico sulla fondazione:

- H = risultante delle forze orizzontali
- N = risultante delle forze verticali
- eB = eccentricità del carico verticale lungo B
- eL = eccentricità del carico verticale lungo L
- FhB = forza orizzontale lungo B
- FhL = forza orizzontale lungo L

Caratteristiche del terreno di fondazione:

- β = inclinazione terreno a valle
- $c = cu$ = coesione non drenata (condizioni U)
- $c = c'$ = coesione drenata (condizioni D)
- Γ = peso specifico apparente (condizioni U)
- $\Gamma = \Gamma'$ = peso specifico sommerso (condizioni D)
- $\phi = 0$ = angolo di attrito interno (condizioni U)
- $\phi = \phi'$ = angolo di attrito interno (condizioni D)

Fattori di capacità portante:

$$Nq = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \exp(\pi + \tan \phi) \quad (\text{Prandtl-Cauchot-Meyerhof})$$

$$Ng = 2(Nq + 1) \tan \phi \quad (\text{Vesic})$$

$$Nc = \frac{Nq - 1}{\tan \phi} \quad \text{in condizioni D} \quad (\text{Reissner-Meyerhof})$$

$$Nc = 5,14 \quad \text{in condizioni U}$$

Indici di rigidezza (condizioni D):

$$I_r = \frac{G}{c' + q' \tan \phi} = \text{indice di rigidezza}$$

$$q' = \text{pressione litostatica efficace alla profondità } D + \frac{B}{2}$$

$$G = \frac{E}{2(1 + \mu)} = \text{modulo elastico tangenziale}$$

E = modulo elastico normale

μ = coefficiente di Poisson

$$I_{cr} = \frac{1}{2} \exp \left[\frac{3,3 - 0,45 \frac{B}{L}}{\tan(45 - \frac{\phi'}{2})} \right] = \text{indice di rigidezza critico}$$

Coefficienti di punzonamento (Vesic):

$$Y_q = Y_g = \exp \left[\left(0,6 \frac{B}{L} - 4,4 \right) \tan \phi' + \frac{3,07 \sin \phi' \log(2I_r)}{1 + \sin \phi'} \right] \text{ in condizioni drenate, per } I_r \leq I_{cr}$$

$$Y_c = Y_q - \frac{1 - Y_q}{N_q \times \tan \phi'}$$

Coefficienti di inclinazione del carico (Vesic):

$$i_g = \left(\frac{1 - H}{N + B \times L \times c' \times \cot \text{ang} \phi'} \right)^{m+1}$$

$$i_q = \left(\frac{1 - H}{N + B \times L \times c' \times \cot \phi'} \right)^m$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \times \tan \phi'} \quad \text{in condizioni D}$$

$$i_c = 1 - \frac{m \times H}{B \times L \times c_u \times N_c} \quad \text{in condizioni U}$$

essendo:

$$m = mB \cos^2 \Theta + mL \sin^2 \Theta$$

$$mB = \frac{2 + \frac{B'}{L'}}{1 + \frac{B'}{L'}}$$

$$mL = \frac{2 + \frac{L'}{B'}}{1 + \frac{L'}{B'}}$$

$$\Theta = \tan^{-1} \frac{Fh \times B}{Fh \times L}$$

Coefficienti di affondamento del piano di posa (Brinch-Hansen):

$$dq = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \arctg \frac{D}{B'} \quad \text{per } D > B'$$

$$dq = 1 + 2 \frac{D}{B'} \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \quad \text{per } D \leq B'$$

$$dc = dq - \frac{1 - dq}{N_c \times \tan \phi} \quad \text{in condizioni D}$$

$$dc = 1 + 0,4 \text{arc} \tan \frac{D}{B'} \quad \text{per } D > B' \text{ in condizioni U}$$

$$dc = 1 + 0,4 \frac{D}{B'} \quad \text{per } D \leq B' \text{ in condizioni U}$$

Coefficienti di inclinazione del piano di posa:

$$bg = \exp(-2,7\alpha \tan \phi)$$

$$bc = bq = \exp(-2\alpha \tan \phi) \quad \text{in condizioni D}$$

$$bc = 1 - \frac{\alpha}{147} \quad \text{in condizioni U}$$

$$bq = 1 \quad \text{in condizioni U)}$$

Coefficienti di inclinazione del terreno di fondazione:

$$gc = gq = \sqrt{1 - 0,5 \tan \beta} \quad \text{in condizioni D}$$

$$gc = 1 - \frac{\beta}{147} \quad \text{in condizioni U}$$

$$gq = 1 \quad \text{in condizioni U}$$

Coefficienti di forma (De Beer):

$$sg = 1 - 0,4 \frac{B'}{L'}$$

$$sq = 1 + \frac{B'}{L'} \tan \phi$$

$$sc = 1 + \frac{B' Nq}{L' Nc}$$

L'azione del sisma si traduce in accelerazioni nel sottosuolo (effetto cinematico) e nella fondazione, per l'azione delle forze d'inerzia generate nella struttura in elevazione (effetto inerziale). Tali effetti possono essere portati in conto mediante l'introduzione di coefficienti sismici rispettivamente denominati Khi e Igk, il primo definito dal rapporto tra le componenti orizzontale e verticale dei carichi trasmessi in fondazione ed il secondo funzione dell'accelerazione massima attesa al sito. L'effetto inerziale produce variazioni di tutti i coefficienti di capacità portante del carico limite in funzione del coefficiente sismico Khi e viene portato in conto impiegando le formule comunemente adottate per calcolare i coefficienti correttivi del carico limite in funzione dell'inclinazione, rispetto alla verticale, del carico agente sul piano di posa. Nel caso in cui sia stato attivato il flag per tener conto degli effetti cinematici il valore Igk modifica invece il solo coefficiente Ng; il fattore Ng viene infatti moltiplicato sia per il coefficiente correttivo dell'effetto inerziale, sia per il coefficiente correttivo per l'effetto cinematico.

11.3 CAPACITÀ PORTANTE DI FONDAZIONI SU PALI

a) Pali resistenti a compressione

Il carico ultimo del palo a compressione risulta:

$$Q_{lim} = Q_{punta} + Q_{later} - P_{palo} - P_{attr_neg}$$

Q_{punta}: RESISTENZA ALLA PUNTA

- In terreni coesivi in condizioni non drenate:

$$Q_{punta} = (C_{up} \times N_c + \sigma_v) \times A_p \times R_c$$

essendo

C_{up} = coesione non drenata terreno alla quota della punta

N_c = coeff. di capacità portante = 9

σ_v = tensione verticale totale in punta

A_p = area della punta del palo

R_c = coeff. di Meyerhof per le argille S/C

$$R_c = \frac{D+1}{2D+1} \quad \text{per pali trivellati} \quad R_c = \frac{D+0,5}{2D} \quad \text{per pali infissi}$$

D = diametro del palo

- In terreni coesivi in condizioni drenate (secondo Vesic):

$$Q_{punta} = (\mu \times \sigma'_v \times Nq + c' \times Nc) \times Ap$$

essendo

$$\mu = \frac{1 + 2(1 - \sin \phi')}{3}$$

$$Nq = \frac{3}{3 - \sin \phi'} \exp \left[\left(\left(\frac{\pi}{2} - \phi' \right) \tan \phi' \right) \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right) \times Irr^{\frac{4 \sin \phi'}{3(1 + \sin \phi')}} \right]$$

Irr = indice di rigidezza ridotta

$$Irr \approx Ir = \text{indice di rigidezza} = \frac{G}{c' + \sigma'_v \tan \phi'}$$

G = modulo elastico di taglio

σ'_v = tensione verticale efficace in punta

$$Nc = (Nq - 1) \cot \phi'$$

- In terreni incoerenti (secondo *Berezantzev*):

$$Q_{punta} = \sigma'_v \times \alpha q \times Nq \times Ap$$

essendo

αq = coeff. di riduzione per effetto silos in funzione di L/D

Nq = calcolato con ϕ^* secondo *Kishida*:

$$\phi^* = \phi' - 3^\circ$$

per pali trivellati

$$\phi^* = (\phi' + 40^\circ) / 2$$

per pali infissi

L = lunghezza del palo

Qlater: RESISTENZA LATERALE

- In terreni coesivi in condizioni non drenate:

$$Q_{later} = \alpha \times Cum \times As$$

essendo

Cum = coesione non drenata media lungo lo strato

As = area della superficie laterale del palo

α = coeff. riduttivo in funzione delle modalità esecutive:

- per pali infissi:

$$\alpha = 1$$

per $Cu \leq 25$ kPa (0,25 kg/cm²)

$$\alpha = 1 - 0,011(Cu - 25)$$

per $25 < Cu < 70$ kPa

$$\alpha = 0,5$$

per $Cu \geq 70$ kPa (0,70 kg/cm²)

- per pali trivellati:

$$\alpha = 0,7$$

per $Cu \leq 25$ kPa (0,25 kg/cm²)

$$\alpha = 0,7 - 0,008(Cu - 25)$$

per $25 < Cu < 70$ kPa

$$\alpha = 0,35$$

per $Cu \geq 70$ kPa (0,70 kg/cm²)

- In terreni coesivi in condizioni drenate:

$$Q_{later} = (1 - \sin \phi') \cdot \sigma'_v(z) \cdot \mu \cdot As$$

essendo

$\sigma'_v(z)$ = tensione verticale efficace lungo il fusto del palo

μ = coefficiente di attrito:

$$\mu = \tan \phi'$$

per pali trivellati

$$\mu = \tan(3/4 \cdot \phi') \quad \text{per pali infissi prefabbricati}$$

- In terreni incoerenti:

$$Q_{later} = K \cdot \sigma'_v(z) \cdot \mu \cdot As$$

essendo

$\sigma'_v(z)$ = tensione verticale efficace lungo il fusto del palo

K = coefficiente di spinta:

$$K = (1 - \sin \phi') \quad \text{per pali trivellati}$$

$$K = 1 \quad \text{per pali infissi}$$

μ = coefficiente di attrito:

$$\mu = \tan \phi' \quad \text{per pali trivellati}$$

$$\mu = \tan(3/4 \cdot \phi') \quad \text{per pali infissi prefabbricati}$$

Pp: PESO DEL PALO

Patr_neg: CARICO DA ATTRITO NEGATIVO

Patr_neg = 0 in terreni coesivi in condizioni non drenate

Patr_neg = $As \times \beta \times \sigma'_m$ in terreni incoerenti o coesivi in condizioni drenate

essendo

β = coeff. di *Lambe*

σ'_m = pressione verticale efficace media lungo lo strato deformabile

Il carico ammissibile risulta pari a:

$$Q_{amm} = \left(\frac{Q_{punta}}{\mu_P} + \frac{Q_{later} - P_{palo} - Patr_neg}{\mu_L} \right) \times E_g$$

dove:

μ_P = coefficiente di sicurezza del palo per resistenza di punta (≥ 3)

μ_L = coefficiente di sicurezza del palo per resistenza laterale ($\geq 2,5$)

E_g = coefficiente di efficienza dei pali in gruppo:

- in terreni coesivi:

a) per plinti rettangolari (secondo *Converse-La Barre*):

$$E_g = 1 - \arctan \frac{D}{i} \cdot \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mn}$$

con

m = numero delle file dei pali nel gruppo

n = numero di pali per ciascuna fila

i = interasse fra i pali

b) per plinti triangolari (secondo *Barla*):

$$E_g = 1 - \arctan \frac{D}{i} \cdot 7.05E - 03$$

c) per plinti rettangolari a cinque pali (secondo *Barla*):

$$E_g = 1 - \arctan \frac{D}{i} \cdot 10.85E - 03$$

- in terreni incoerenti:

$$\begin{array}{ll} E_g = 1 & \text{per pali infissi} \\ E_g = 2/3 & \text{per pali trivellati} \end{array}$$

b) Pali resistenti a trazione

- Il carico ultimo del palo a trazione vale:

$$Q_{lim} = Q_{later} + P_{palo}$$

- Il carico ammissibile risulta invece pari a:

$$Q_{amm} = Q_{lim} / \mu L$$

11.4 CAPACITÀ PORTANTE DELLE PLATEE

La verifica agli S.L.U. delle platee di fondazione risulta particolarmente difficoltosa poiché tali fondazioni spesso hanno forme non rettangolari e pertanto non è possibile valutarne la capacità portante attraverso le classiche formule della geotecnica.

Per potere valutare la portanza delle platee si è quindi implementato un tipo di verifica in cui la fondazione viene modellata per intero (potendo essere costituita, nella forma più generale, da travi rovesce, plinti, pali e platee). In particolare, gli elementi strutturali vengono modellati in campo elastico lineare, mentre il terreno viene modellato come un letto di molle:

- lineari elastiche e non reagenti a trazione per le platee;
- molle non lineari elasto-plastiche non reagenti a trazione per le travi *Winkler* ed i plinti diretti.

Per le molle elastiche delle platee viene calcolato anche il limite elastico, al fine di bloccare il calcolo del moltiplicatore dei carichi qualora venga raggiunto tale limite.

Il legame di tipo elastico reagente a sola compressione è ottenuto utilizzando come rigidità all'origine la costante di *Winkler* del terreno. Il modello così ottenuto è in grado di tenere in conto dell'eterogeneità del terreno in maniera puntuale. Su tale modello viene quindi condotta un'analisi non lineare a controllo di forza immettendo le forze agenti sulla fondazione.

Il calcolo viene interrotto quando le molle delle platee attingono al loro limite elastico o qualora venga raggiunto uno stato di incipiente formazione di cerniere plastiche nelle travi *Winkler*. In corrispondenza a tali eventi viene calcolato il moltiplicatore dei carichi.

11.5 CALCOLO DEI CEDIMENTI

Il calcolo viene eseguito sulla base della conoscenza delle tensioni nel sottosuolo.

$$\mu = \int \frac{\sigma(z)}{E} dz$$

essendo

E = modulo elastico o edometrico

$\sigma(z)$ = tensione verticale nel sottosuolo dovuta all'incremento di carico q

La distribuzione delle tensioni verticali viene valutata secondo l'espressione di *Steinbrenner*, considerando la pressione agente uniformemente su una superficie rettangolare di dimensioni B e L:

$$\sigma(z) = \frac{q}{4\pi} \left[\frac{2 \times M \times N \times \sqrt{V} \times (V+1)}{V(V+V1)} + \left| \arctan \frac{2 \times M \times N \times \sqrt{V}}{V-V1} \right| \right]$$

con:

$$\begin{aligned} M &= B / z \\ N &= L / z \\ V &= M^2 + N^2 + 1 \\ V1 &= (M \times N)^2 \end{aligned}$$

11.6 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI DANNO DELLE FONDAZIONI SUPERFICIALI (NTC 2008 7.11.5.3.1)

La verifica consiste nel controllare che la componente permanente degli spostamenti indotti dal sisma sia compatibile con la prestazione SLD della sovrastruttura.

Per determinare gli spostamenti permanenti post-sisma nel terreno si effettua una analisi non lineare del sistema fondazione-terreno modellando il terreno con un sistema di molle con legame costitutivo P-Y di tipo iperbolico, mediante le seguenti formule:

$$p(u) = \frac{u}{\frac{1}{E_s} + \frac{u}{p_u}}$$

essendo:

- p(u) : pressione di contatto
- u: cedimento non lineare
- Es: rigidità tangente all'origine del terreno valutato come u_e/p ovvero come rapporto del cedimento elastico istantaneo e la pressione di contatto che lo provoca
- p_u : pressione ultima del terreno valutato per i valori caratteristici del terreno

Lo spostamento permanente sarà quindi lo spostamento complessivo depurato della parte reversibile elastica:

$$u_r = u(p) - \frac{p}{E_s}$$

Tali spostamenti permanenti si determinano quindi come segue:

- si implementa il sistema fondazione + terreno non lineare secondo il modello sopra descritto;
- si esegue il calcolo non lineare del sistema fondazione-terreno imponendo i carichi dello SLD;
- si portano a zero i carichi esterni e si valutano gli spostamenti residui (che sono appunto i cedimenti permanenti SLD cercati).

La verifica di compatibilità degli spostamenti viene quindi effettuata dal progettista in funzione delle caratteristiche della struttura e delle prestazioni assegnate ovvero utilizzando un riferimento tecnico riconosciuto dalla NTC 2008 quali UNI EN 2007, FEMA 27X, Circolari applicative, linee guida, etc...

12 RELAZIONE DI CALCOLO DELLE PARATIE DI PALI

NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La normativa cui viene fatto riferimento nelle fasi di calcolo, verifica e progettazione è costituita dalle Norme Tecniche per le costruzioni emanate con il D.M. 14/01/2008 pubblicato nel suppl. 30 G.U. 29 del 4/01/2008, nonché la Circolare del Ministero Infrastrutture e Trasporti del 2 Febbraio 2009, n. 617 "Istruzioni per l'applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni".

CALCOLO DELLE SPINTE

Il calcolo delle spinte viene convenzionalmente riferito ad un metro di profondità di paratia. Pertanto tutte le grandezze riportate in stampa, sia per i dati di input che per quelli di output, debbono di conseguenza attribuirsi ad un metro di profondità della paratia stessa.

Per rendere più completa la trattazione relativa alla determinazione delle spinte sarà opportuno distinguere i seguenti casi:

- **Spinta delle terre:**
 - a) con superficie del terreno rettilinea
 - b) con superficie del terreno spezzata
- **Spinta del sovraccarico ripartito uniforme:**
 - a) con superficie del terreno rettilinea
 - b) con superficie del terreno spezzata
- **Spinta del sovraccarico ripartito parziale**
- **Spinta del sovraccarico concentrato lineare**
- **Spinte in presenza di coesione**
- **Spinta interstiziale in assenza o in presenza di moto di filtrazione**
- **Spinta passiva**

SPINTA DELLE TERRE

Trattandosi di terreni stratificati, discretizzato il diaframma in un congruo numero di punti, si determina la spinta sulla parete come risultante delle pressioni orizzontali in ogni concio, calcolate come:

$$\sigma_h = \sigma_v \cdot K \cdot \cos \delta$$

dove:

σ_h = pressione orizzontale

σ_v = pressione verticale

K = coefficiente di spinta dello strato di calcolo

δ = coefficiente di attrito terra-parete

La pressione verticale è data dal peso del terreno sovrastante:

- in termini di tensioni totali:

$$\sigma_v = \tau \cdot z$$

τ = peso specifico del terreno

z = generica quota di calcolo della pressione a partire dall'estradosso del terrapieno

- in termini di tensioni efficaci in assenza di filtrazione:

$$\sigma_v = \tau' \cdot z$$

τ' = peso specifico efficace del terreno

- in termini di tensioni efficaci in presenza di filtrazione discendente dal terrapieno:

$$\sigma_v = [\tau - \tau_w \cdot (1 - I_w)] \cdot z$$

dove:

τ = peso specifico del terreno

τ_w = peso specifico dell'acqua

I_w = gradiente idraulico: $\delta H / \delta L$

δH = differenza di carico idraulico

δL = percorso minimo di filtrazione

- in termini di tensioni efficaci in presenza di filtrazione ascendente dal terrapieno:

$$\sigma_v = [\tau - \tau_w \cdot (1 + I_w)] \cdot z$$

a) Con superficie del terreno rettilinea

Lo schema di calcolo è basato sulla teoria di Coulomb nell'ipotesi di assenza di falda:

$$K_a = \frac{\sin^2(\beta + \phi)}{\sin^2 \beta \cdot \sin(\beta - \delta) \cdot \left[1 + \left(\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \varepsilon)}{\sin(\beta - \delta) \cdot \sin(\beta + \varepsilon)} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}}} \quad (\text{Muller-Breslau})$$

avendo indicato con :

$\beta = 90^\circ$: inclinazione del paramento interno rispetto all'orizzontale;

ϕ = angolo d'attrito interno del terreno;

δ = angolo di attrito terra-muro;

ε = angolo di inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale.

b) Con superficie del terreno spezzata

In questo caso, pur mantenendo le ipotesi di Coulomb, la ricerca del cuneo di massima spinta non conduce alla determinazione di un unico coefficiente, come nella forma di Muller-Breslau, giacché il diagramma di spinta non è più triangolare bensì poligonale.

Posto l_i = lunghezza, in orizzontale, del tratto inclinato:

$$dh = l_i \times \tan \varepsilon$$

e, permanendo la solita simbologia, si procede alla determinazione del cuneo di massima spinta ricavando l'angolo di inclinazione della corrispondente superficie di scorrimento, detto ro tale angolo, si ottiene, per $\beta = 90^\circ$:

$$\tan(ro) = \frac{1}{-\tan(ro) + \left[(1 + \tan^2 \phi) \cdot \left(1 + \frac{l_i \cdot dh}{(H + dh)^2 \cdot \tan \phi} \right) \right]^{\frac{1}{2}}}$$

Tracciando una retta inclinata di ' ro ' a partire dal vertice della spezzata si stacca ,sulla superficie di spinta, un segmento di altezza:

$$h = l_i \cdot \frac{(\tan(ro) - \tan \varepsilon) \cdot \tan \beta}{\tan(ro) + \tan \beta}$$

su questo tratto della superficie di spinta si assumerà il seguente coefficiente di spinta attiva:

$$K_{a1} = \frac{(\tan \beta + \tan(ro)) \cdot \left(1 + \frac{\tan \varepsilon}{\tan \beta} \right) \cdot \tan(ro - \phi)}{\tan \beta \cdot (\tan(ro) - \tan \varepsilon)}$$

mentre per il restante tratto di altezza (H - h) si assumerà:

$$K_{a2} = \frac{(\tan \beta + \tan(ro)) \cdot \tan(ro - \phi)}{\tan \beta \cdot \tan(ro)}$$

c) Incremento di spinta sismica:

- Calcolo dell'incremento di spinta sismica secondo D.M. 16/01/96:

$$K_{as} = K' - A \cdot K_a$$

essendo:

$$A = \frac{\cos^2(\alpha + \tau)}{\cos^2 \alpha + \cos \tau}$$

con:

α = angolo formato dall'intradosso con la verticale

τ = arctan C

C = coefficiente di intensità sismica

K' = coefficiente calcolato staticamente per $\varepsilon' = \varepsilon + \tau$ e $\beta' = \beta - \tau$

La pressione ottenuta ha un andamento lineare, con valore zero al piede del diaframma e valore massimo in sommità.

- Calcolo dell'incremento di spinta sismica secondo O.D.P.C.M. 3274/2003: in assenza di studi specifici, i coefficienti sismici orizzontale (k_h) e verticale (k_v) che interessano tutte le masse sono calcolati come:

$$K_h = \frac{S \cdot a_g}{r}$$

$$K_v = \frac{K_h}{2}$$

Al fattore r può essere assegnato il valore 2 nel caso di opere di sostegno che ammettano spostamenti, per esempio i muri a gravità, o che siano sufficientemente flessibili. In presenza di terreni non coesivi saturi deve essere assunto il valore 1.

La forza di calcolo viene denotata come E_d da considerarsi come la risultante delle spinte statiche e dinamiche del terreno. Tale spinta totale di progetto E_d , esercitata dal terrapieno ed agente sull'opera di sostegno, è data da:

$$E_d = \frac{1}{2} \cdot \tau' \cdot (1 \pm K_v) \cdot K \cdot H^2 + E_{ws}$$

dove:

H è l'altezza del muro;

E_{ws} è la spinta idrostatica;

τ' è il peso specifico del terreno (definito ai punti seguenti);

K è il coefficiente di spinta del terreno (statico + dinamico).

Il coefficiente di spinta del terreno può essere calcolato mediante la formula di Mononobe e Okabe.

- Se $\beta \leq \phi - \Theta$:

$$K_a = \frac{\sin^2(\alpha + \phi - \Theta)}{\cos \Theta \cdot \sin^2 \alpha \cdot \sin(\phi - \Theta - \delta) \cdot \left[1 + \left(\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta - \Theta)}{\sin(\phi - \Theta - \delta) \cdot \sin(\alpha + \beta)} \right)^{\frac{1}{2}} \right]^2}$$

- Se $\beta > \phi - \Theta$:

$$K_a = \frac{\sin^2(\alpha + \phi - \Theta)}{\cos \Theta \cdot \sin^2 \alpha \cdot \sin(\phi - \Theta - \delta)}$$

ϕ : è il valore di calcolo dell'angolo di resistenza a taglio del terreno in condizioni di sforzo efficace;

α, β : sono gli angoli di inclinazione rispetto all'orizzontale rispettivamente della parete del muro rivolta a monte e della superficie del terrapieno;

δ : è il valore di calcolo dell'angolo di resistenza a taglio tra terreno e muro;

Θ : è l'angolo definito successivamente in funzione dei seguenti casi:

Livello di falda al di sotto del muro di sostegno:

$\tau' = \tau$ peso specifico del terreno

$$\tan \Theta = \frac{K_h}{1 \pm K_v}$$

Terreno al di sotto del livello di falda:

$\tau' = \tau - \tau_w$ peso immerso del terreno

τ_w : peso specifico dell'acqua

$$\tan \Theta = \frac{\tau}{\tau - \tau_w} \cdot \frac{K_h}{1 \pm K_v}$$

d) Inerzia della parete:

In presenza di sisma l'opera è soggetta alle forze di inerzia della parete:

- Forze di inerzia secondo D.M. 16/01/96:

$$F_i = C \cdot W$$

con C = coefficiente di intensità sismica

- Forze di inerzia secondo O.D.P.C.M. 3274/2003:

$$F_{ih} = K_h \cdot W$$

$$F_{iv} = K_v \cdot W$$

$$K_h = \frac{S \cdot a_g}{r}$$

$$K_v = \frac{K_h}{2}$$

Al fattore r può essere assegnato il valore 2 nel caso di opere di sostegno che ammettano spostamenti, per esempio i muri a gravità, o che siano sufficientemente flessibili. In presenza di terreni non coesivi saturi deve essere assunto il valore 1.

SPINTA DEL SOVRACCARICO RIPARTITO UNIFORME

a) Con superficie del terreno rettilinea

In questo caso ,intendendo per Q il sovraccarico per metro lineare di proiezione orizzontale:

$$\sigma_v = Q$$

b) Con superficie del terreno spezzata

Una volta determinata la superficie di scorrimento del cuneo di massima spinta (θ), quindi il diagramma di carico che grava sul cuneo di spinta ,si scompone tale diagramma in due strisce; la prima agente sul tratto di terreno inclinato, la seconda sul rimanente tratto orizzontale.

Ognuna delle strisce di carico genererà un diagramma di pressioni sul muro i cui valori saranno determinati secondo la formulazione di Terzaghi che esprime la pressione alla generica profondità z come:

$$\sigma_h = \frac{2 \cdot Q \cdot W}{\pi} \cdot (\Theta - \sin \Theta \cdot \cos 2\tau)$$

dove:

$$W = \frac{\sin \beta}{\sin(\beta + \varepsilon)}$$

SPINTA DEL SOVRACCARICO CONCENTRATO LINEARE

Il carico concentrato lineare genera un diagramma delle pressioni sul muro che può essere determinato usando la teoria di Boussinesq:

Essendo:

d_l = distanza del sovraccarico dal muro, in orizzontale

q_l = intensità del carico;

e posto

$$m = \frac{d_l}{H}$$

si ottiene il valore della pressione alla generica profondità z in base alle seguenti relazioni:

a) per $m \leq 0,4$

$$\sigma_h = 0,203 \cdot \frac{q_l}{H} \cdot \frac{\frac{z}{H}}{\left[0,16 + \left(\frac{z}{H}\right)^2\right]^2}$$

b) per $m > 0,4$

$$\sigma_h = 4 \cdot \frac{q_l}{H \cdot \pi} \cdot \frac{m \cdot \frac{z}{H}}{\left[m^2 + \left(\frac{z}{H}\right)^2\right]^2}$$

SPINTA ATTIVA DOVUTA ALLA COESIONE

La coesione determina una contospinta sulla parete, pari a:

$$\sigma_h = -2 \cdot C \cdot \sqrt{K_a} \cdot \sqrt{1 + R_{ac}}$$

essendo:

C = coesione dello strato

R_{ac} = rapporto aderenza/coesione

SPINTA INTERSTIZIALE

La spinta risultante dovuta all'acqua è pari alla differenza tra la pressione interstiziale di monte e di valle.

Nel caso di filtrazione discendente da monte e ascendente da valle:

$$\sigma_h = \tau_w \cdot [H_{wm} \cdot (1 - I_w) - H_{wv} \cdot (1 + I_w)]$$

dove:

H_{wm} = quota della falda di monte

H_{wv} = quota della falda di valle

Nel caso di filtrazione discendente da valle e ascendente da monte:

$$\sigma_h = \tau_w \cdot [H_{wm} \cdot (1 + I_w) - H_{wv} \cdot (1 - I_w)]$$

SPINTA PASSIVA

$$\sigma_{hp} \cdot R_p = \sigma_v \cdot K_p \cdot \cos \delta + 2 \cdot C \cdot \sqrt{K_p} \cdot \sqrt{1 + R_{ac}}$$

dove:

σ_{hp} = pressione passiva orizzontale

R_p = coefficiente di riduzione della spinta passiva

σ_v = pressione verticale

K_p = coefficiente di spinta passiva dello strato di calcolo

δ = coefficiente di attrito terra-parete
 C = coesione
 R_{ac} = rapporto aderenza/coesione

a) per $\phi < 0$:

$$K_p = \frac{\text{sen}^2(\beta - \phi)}{\text{sen}^2 \beta \cdot \text{sen}(\beta + \delta) \cdot \left[1 - \left(\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \cdot \text{sen}(\phi + \varepsilon)}{\text{sen}(\beta + \delta) \cdot \text{sen}(\beta + \varepsilon)} \right)^{\frac{1}{2}} \right]^2}$$

b) per $\phi = 0$:

$$K_p = 1$$

EQUILIBRIO DELLA PARATIA E CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

Il diaframma è una struttura deformabile, per cui in funzione degli spostamenti che assume è in grado di mobilitare pressioni dal terreno circostante. Nella trattazione classica per determinare le spinte sul tratto infisso della paratie si ipotizza che il terreno circostante sia in condizioni di equilibrio limite, per cui ipotizzata una deformata si possono determinare le zone attive e passive del terreno e le relative pressioni.

Questo modo di procedere fornisce buoni risultati nei problemi di progetto e nel caso si vogliono determinare dei valori globali di sicurezza mentre non permette di valutare con buona approssimazione i diagrammi delle sollecitazioni. Inoltre un grande limite è rappresentato dal fatto che i metodi classici non permettono di tenere in conto la presenza di più di un tirante.

Un modo più moderno di affrontare il problema dell'equilibrio delle paratie è quello di utilizzare delle tecniche di soluzione più generali quali quello degli elementi finiti. L'algoritmo di soluzione utilizzato nel programma si può riassumere nei seguenti passi principali:

- 1 - discretizzazione della paratia con elementi trave elastici.
- 2 - modellazione dei tiranti con molle elastiche che reagiscono solo nel caso la paratia si allontani dal terreno (tiranti o sbadacchi).
- 3 - modellazione del terreno in cui è infissa la paratia con molle non lineari con legame costitutivo di tipo bilatero.
- 4 - algoritmo di soluzione per sistemi di equazioni non lineari che utilizza la tecnica della matrice di rigidità secante.
- 5 - calcolo degli spostamenti della paratia, in particolare gli spostamenti dei tiranti e del fondo scavo che danno preziose informazioni sulla deformabilità del sistema terreno-paratia.
- 6 - calcolo delle sollecitazioni degli elementi trave (taglio, momento).
- 7 - calcolo delle pressioni sul terreno dove è infissa la paratia.

Descrizione dell'algoritmo

Si discretizza la paratia in n-1 conci di trave connessi ad n nodi. Si calcola quindi la matrice di rigidità elementare del concio e quindi si esegue l'assemblaggio della matrice globale. Ogni nodo presenta due gradi di libertà (spostamento trasversale e rotazione), quindi si hanno in totale 2×n gradi di libertà globali.

La matrice di rigidità assemblata di dimensioni (2n × 2n) risulta non invertibile in quando la struttura ammette moti rigidi. I moti rigidi e quindi la labilità della struttura vengono eliminati modellando il terreno in cui la paratia risulta infissa ed i tiranti.

Sia il terreno che i tiranti vengono modellati con delle molle i cui valori di rigidità vengono sommati agli elementi diagonali della matrice globale. I tiranti hanno un legame costitutivo unilatero.

RIGIDEZZA DEL TIRANTE:

Se:

L = lunghezza

A = Area del tirante/interasse

E = modulo elastico del tirante

f = angolo di inclinazione

T = sforzo sul tirante/puntone v = spostamento

ne consegue:

$$K = \frac{A \cdot E}{L} \cdot \cos^2 f$$

$$T = K \times v \quad \text{se } v \geq 0$$

$$T = 0 \quad \text{se } v < 0 \text{ (la paratia si avvicina al terreno)}$$

RIGIDEZZA DEL TERRENO (Bowles, Fondazioni pag.649):

Se:

c = coesione

g peso specifico efficace

Nc, Nq, Ng coefficienti di portanza

z quota infissione

$$K = 40 \times (c \times Nc + 0,5 \times g \times 1 \times Ng) + 40 \times (g \times Nq \times z)$$

Il legame costitutivo pressione terreno–spostamento v della paratia si assume di tipo non lineare bilatero:

vl = 1,5 cm spostamento limite elastico

Pp = pressione passiva

Pu = min(vl×K, Pp) pressione massima sopportata dal terreno

$$K \times v \leq Pu \quad \text{(fase elastica)}$$

$$P(v) = Pu \quad \text{se } K \times v > Pu \quad \text{(fase plastica)}$$

Il sistema non lineare risolvibile risulta quindi:

K(v) matrice secante

F = forze nodali

$$F = K(v) v$$

$$v_i = \text{inv}(K(v_{i-1})) F \quad \text{per } i = 0, \dots, n$$

Risolto iterativamente il sistema non lineare si ottengono gli spostamenti nodali e quindi pressioni, sollecitazioni e forze ai tiranti. È importante al fine di una corretta verifica della paratia controllare lo spostamento al fondo scavo della paratia.

ANCORAGGI

La lunghezza minima del tirante è determinata in maniera tale che la retta passante dalla punta estrema dell'ancoraggio e dal piede del diaframma formi un angolo pari a ϕ (angolo di attrito interno) con la verticale.

BLOCCO DI ANCORAGGIO

Il blocco di ancoraggio, nell'ipotesi che esso sia continuo lungo tutta la lunghezza del diaframma, deve dimensionarsi sulla base di un coefficiente di sicurezza che vale:

$$\mu_a = \frac{\tau \cdot H_a^2 \cdot (K_p - K_a)}{2 \cdot T_r}$$

dove:

τ = peso specifico del terreno

H_a = affondamento del blocco di ancoraggio nel terreno

K_p = coefficiente di spinta passiva

K_a = coefficiente di spinta attiva

T_r = forza di trazione sull'ancoraggio

BULBO DI ANCORAGGIO DI CALCESTRUZZO INIETTATO SOTTO PRESSIONE

Se:

 T_u = sforzo resistente T_r = forza di trazione sull'ancoraggio μ_a = coefficiente di sicurezza A = area bulbo p_v = pressione verticale f = angolo di attrito del terreno K_o = $1 - \sin(f)$ (spinta a riposo) c = coesione

allora:

$$T_u = A \cdot \left[p_v \cdot K_o \cdot \tan\left(\frac{2}{3} \cdot f\right) + 0,8 \cdot c \right]$$

VERIFICHE

Il programma esegue le verifiche di resistenza sugli elementi strutturali in funzione della tipologia della paratia. Le verifiche verranno eseguite per tutte le tipologie a scelta dell'utente sia con il metodo delle tensioni ammissibili che con il metodo degli SLU.

Per la generica in particolare la verifica agli S.L.U. prevede solo l'utilizzo di materiali assimilabili ai sensi della normativa vigente all'acciaio Fe360, Fe430 e Fe510. In particolare per il metodo degli S.L.U. si prevede che le azioni di calcolo utilizzate per le verifiche di resistenza derivanti vengano incrementate di un coefficiente parziale pari a 1,50.

Per le sezioni in acciaio la verifica S.L.U. viene effettuato al limite elastico.

Le verifiche saranno effettuate, coerentemente con il metodo selezionato (T.A. S.L.U), rispettando la normativa vigente per le strutture in c.a. ed in acciaio.

Le verifiche saranno effettuate sia sulla sezione della paratia che sugli elementi secondari quali cordoli in c.a. ed in acciaio, testata di ancoraggio in acciaio per le berlinesi.

Le sollecitazioni agenti sul cordolo vengono calcolate schematizzandolo come una trave continua caricata con forze concentrate.

Nel caso di cordoli in c.a. vengono effettuate le verifiche consuete per le travi soggette a momento flettente e taglio.

Nel caso di cordoli realizzati in acciaio vengono effettuate le seguenti verifiche:

- 1) verifica del profilo del longherone calcolato a trave continua e caricato con forze concentrate.
- 2) Verifica del comportamento a mensola della piattabanda del profilo a contatto con i pali della berlinese.
- 3) Verifica che la risultante inclinata del tirante sia interna alla area di contatto costituita dalle piattabande dei profili.
- 4) Verifica della piastra forata della testata sollecitata dal tiro del tirante irrigidita con eventuali nervature.
- 5) Verifica della piastra forata della testata in corrispondenza dello incastro con le nervature laterali della testata. Verifica della saldature corrispondente di tipo II classe a T o completa penetrazione.

13 SOFTWARE UTILIZZATI E TIPO DI ELABORATORE

13.1 SOFTWARE UTILIZZATO

CDSWin - versione full rel.2012 con licenza chiave n° 21862 e 21863 prodotta dalla:

S.T.S. s.r.l. Software Tecnico Scientifico S.r.l.

Via Tre Torri n°11 – Compl. Tre Torri

95030 Sant'Agata li Battiati (CT).

13.2 ELABORATORE UTILIZZATO

MARCA	MAC
MODELLO	IMAC 21.5"/500GB/9400M
PROCESSORE	3.33GHZ INTEL CORE 2 DUO
RAM	4GB 1066MHZ DDR3 SDRAM - 2X2GB
S.O.	Windows PROFESSIONAL XP Edition
VERSIONE	Service Pack 3
REGISTRAZIONE	76435-OEM-0057853-29591

13.3 CODICE DI CALCOLO, SOLUTORE E AFFIDABILITA' DEI RISULTATI

Come previsto al punto 10.2 delle norme tecniche di cui al D.M. 14.01.2008 l'affidabilità del codice utilizzato è stata verificata sia effettuando il raffronto tra casi prova di cui si conoscono i risultati esatti sia esaminando le indicazioni, la documentazione ed i test forniti dal produttore stesso.

Si allega alla presente i test sui casi prova forniti dalla S.T.S. s.r.l. a riprova dell'affidabilità dei risultati ottenuti. La S.T.S. s.r.l. a riprova dell'affidabilità dei risultati ottenuti fornisce direttamente on-line i test sui casi prova (<http://www.stsweb.it/STSWeb/ITA/homepage.htm>)

Il software è inoltre dotato di filtri e controlli di autodiagnostica che agiscono a vari livelli sia della definizione del modello che del calcolo vero e proprio.

I controlli vengono visualizzati, sotto forma di tabulati, di videate a colori o finestre di messaggi.

In particolare il software è dotato dei seguenti filtri e controlli:

- Filtri per la congruenza geometrica del modello di calcolo generato
- Controlli a priori sulla presenza di elementi non connessi, interferenze, mesh non congruenti o non adeguate.
- Filtri sulla precisione numerica ottenuta, controlli su eventuali mal condizionamenti delle matrici, verifica dell'indice di condizionamento.
- Controlli sulla verifiche sezionali e sui limiti dimensionali per i vari elementi strutturali in funzione della normativa utilizzata.
- Controlli e verifiche sugli esecutivi prodotti.

13.4 VALUTAZIONE DEI RISULTATI E GIUDIZIO MOTIVATO SULLA LORO ACCETTABILITÀ

Il software utilizzato permette di modellare analiticamente il comportamento fisico della struttura utilizzando la libreria disponibile di elementi finiti.

Le funzioni di visualizzazione ed interrogazione sul modello permettono di controllare sia la coerenza geometrica che le azioni applicate rispetto alla realtà fisica.

Inoltre la visualizzazione ed interrogazione dei risultati ottenuti dall'analisi quali sollecitazioni, tensioni, deformazioni, spostamenti, reazioni vincolari hanno permesso un immediato controllo con i risultati ottenuti mediante schemi semplificati di cui è nota la soluzione in forma chiusa nell'ambito della Scienza delle Costruzioni.

Si è inoltre controllato che le reazioni vincolari diano valori in equilibrio con i carichi applicati, in particolare per i valori dei taglianti di base delle azioni sismiche si è provveduto a confrontarli con valori ottenuti da modelli SDOF semplificati.

Le sollecitazioni ottenute sulle travi per i carichi verticali direttamente agenti sono stati confrontati con semplici schemi a trave continua.

Per gli elementi inflessi di tipo bidimensionale si è provveduto a confrontare i valori ottenuti dall'analisi FEM con i valori di momento flettente ottenuti con gli schemi semplificati della Tecnica delle Costruzioni.

Si è inoltre verificato che tutte le funzioni di controllo ed autodiagnostica del software abbiano dato esito positivo.

13.5 PRESTAZIONI ATTESE AL COLLAUDO

La struttura a collaudo dovrà essere conforme alle tolleranze dimensionali prescritte nella presente relazione, inoltre relativamente alle prestazioni attese esse dovranno essere quelle di cui al § 9 del D.M. 14.01.2008.

Ai fini della verifica delle prestazioni il collaudatore farà riferimento ai valori di tensioni, deformazioni e spostamenti desumibili dall'allegato fascicolo dei calcoli per il valore delle le azioni pari a quelle di esercizio.

14 TABELLA SINTETICA DELLE ARMATURA METALLICHE ADOTTATE PER LE DIVERSE TIPOLOGIE DI MANUFATTI IN C.A.

Di seguito si riportano per le varie tipologia di manufatti strutturali in c.a. calcolati le tipologie di armature verificate e la loro incidenza.

Manufatto	Codice manufatto	Armatura tipologica	Indicenza
San Giuseppe alle Paludi:	SGP		
- Sollevamento_ capannone	SGPSolC	Setti: ϕ 14 30x30 doppia maglia Piastre: ϕ 16 20x20 doppia maglia Travi: filanti ϕ 16, staffe ϕ 10	Setti: 80 kg/m³ Piastre: 150 kg/m³ Pilastri/Travi: 250 kg/m³
- Sollevamento_ camere interrato	SGPSolCI	Setti: ϕ 14 30x30 doppia maglia Piastre: ϕ 16 20x20 doppia maglia	Setti: 80 kg/m³ Piastre: 150 kg/m³
- Pretrattamenti_ capannone	SGPPreC	Setti: ϕ 14 30x30 doppia maglia Piastre: ϕ 16 20x20 doppia maglia Travi: filanti ϕ 16, staffe ϕ 10	Setti: 80 kg/m³ Piastre: 150 kg/m³ Pilastri/Travi: 250 kg/m³
- Microtunneling_ platea di varo	SGPMiPI	Piastre: ϕ 16 20x20 doppia maglia	Piastre: 150 kg/m³
Via Curgo:	CU		
- Microtunneling_ camera di spinta	CUMiCS	Setti: ϕ 16 30x30 doppia maglia Piastre: ϕ 16 30x30 doppia maglia	Setti: 100 kg/m³ Piastre: 100 kg/m³
- Microtunneling_ paratia micropali manufatto spinta	CUMiPSp	Armatura tubo DN 152,40 sp 8 mm Cordolo: filanti ϕ 16, staffe ϕ 10/20	Peso tubo 28,50 kg/ml Cordolo: 200 kg/m³

15 CONCLUSIONI

L'analisi dei complessi strutturali oggetto della seguente relazione e di tutti gli elaborati allegati ha evidenziato un buon comportamento sia sotto l'azione dei soli carichi verticali che sotto l'azione sismica.

In applicazione il menzionato progetto è stato redatto nel rispetto del D.M.14/01/2008.

Tutte le verifiche eseguite risultano soddisfatte secondo i livelli di sicurezza previsti dalla normativa vigente ed attestano la conformità delle strutture verificate a quanto disposto dalla stessa legislazione.

Al fine di valutare l'affidabilità dei risultati ottenuti dall'analisi automatica è stata condotta una valutazione complessiva consistente nel confronto con i risultati di semplici calcoli eseguiti con metodi tradizionali e adottati in fase di prima verifica della struttura.

Inoltre, sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, è stata valutata la consistenza delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

IL PROGETTISTA STRUTTURALE

16 FASCICOLO DEI CALCOLI E RELAZIONE SINTETICA DEI RISULTATI

In allegato si riportano i seguenti allegati di calcolo per le varie opere strutturali:

- Sollevamento_ capannone (SGPSolC) e camere interrato (SGPSolCI):
 - **TABULATI DI CALCOLO – Dati di Input**
 - **TABULATI DI CALCOLO – Dati di Output**
 - **TABULATI DI CALCOLO CAPACITÀ PORTANTE DELLE FONDAZIONI**
 - **RELAZIONE Ai sensi del Cap. 10.2 delle N.T.C. 2008**
- Pretrattamenti_ capannone (SGPPreC):
 - **TABULATI DI CALCOLO – Dati di Input**
 - **TABULATI DI CALCOLO – Dati di Output**
 - **TABULATI DI CALCOLO CAPACITÀ PORTANTE DELLE FONDAZIONI**
 - **RELAZIONE Ai sensi del Cap. 10.2 delle N.T.C. 2008**
- Microtunnelling_ platea di varo (SGPMiPI):
 - **TABULATI DI CALCOLO – Dati di Input**
 - **TABULATI DI CALCOLO – Dati di Output**
 - **TABULATI DI CALCOLO CAPACITÀ PORTANTE DELLE FONDAZIONI**
 - **RELAZIONE Ai sensi del Cap. 10.2 delle N.T.C. 2008**
- Microtunnelling_ camera di spinta (CuMiCS):
 - **TABULATI DI CALCOLO – Dati di Input**
 - **TABULATI DI CALCOLO – Dati di Output**
 - **TABULATI DI CALCOLO CAPACITÀ PORTANTE DELLE FONDAZIONI**
 - **RELAZIONE Ai sensi del Cap. 10.2 delle N.T.C. 2008**
- Microtunnelling_ paratia micropali DN300 camera di arrivo (CuMiPSp):
 - **TABULATI DI CALCOLO**