



METROPOLITANA MILANESE SPA

AZIENDA CON SISTEMA QUALITA' UNI EN ISO 9001 CERTIFICATO DA ICMQ
Certificato N. 96095 Organismo di progettazione: Attività di Progettazione e
Coordinamento nei settori di specializzazione relativi a Linee Metropolitane,
Ferroviarie e Tranviarie urbane ed extraurbane; Viabilità urbana ed extraurbana;
Parcheggi e Strutture di Interscambio; Opere idrauliche, Acquedotti e Fognature;
Riqualificazione del territorio e Bonifiche; Interventi Edilizi; Aerostazioni e Manufatti
Aeroportuali. Gestione del processo costruttivo: Direzione, Coordinamento e
Supervisione Lavori.
Certificato N. 00436 Esperimento Gare d'Appalto riguardanti Lavori e forniture in
conformità alle disposizioni di legge della Repubblica Italiana.

COMMESSA YA

**RILANCIO E RIQUALIFICAZIONE DEI
MERCATI GENERALI DI MILANO**

**FASE 1.0
LOTTO 1.03 – PIATTAFORMA AMBULANTI
CARNE**


PROGETTO ESECUTIVO VALIDATO

**RELAZIONE SISMICA
YA-0106**



| DATA | COM | WBE | N° | REV | DESCR | REDAT | VERIF | ACQ | APPR |
|---------------|-----|-------|------|-----|-----------------------------|-------|---------|-------------|-------------|
| 18.10.2011 | YA | 1EPGE | 0106 | 0 | EMISSIONE | (*) | R.Conta | M.Recalcati | M.Recalcati |
| Febbraio 2013 | YA | 1EPGE | 0106 | C | Modifiche per validazione | | | | M.Recalcati |
| Marzo 2013 | YA | 1EPGE | 0106 | 11 | Progetto Esecutivo Validato | | | | M.Recalcati |

*) Con la collaborazione di INGEGNERI CONSULENTI associati S.r.l.

| | | |
|--|---|---|
| <p>Il Direttore Tecnico Dott. Ing Dario Comini Ordine degli Ingegneri di Lecco n° 304</p>  | <p>Il Progettista Responsabile dell'integrazione fra le varie prestazioni specialistiche Dott. Ing. Massimo Recalcati Ordine degli Ingegneri di Milano n°A15444</p> | <p>Il Progettista Responsabile Dott. Ing. Roberto Conta Ordine degli Ingegneri di Pavia n°939</p> |
|--|---|---|



INDICE

| | |
|---|-----------|
| 1. INTRODUZIONE | 4 |
| 1.1. Oggetto e scopo..... | 4 |
| 1.2. Normativa di riferimento..... | 4 |
| 1.3. Considerazioni generali sulla norma vigente..... | 6 |
| 1.4. Riferimenti topografici | 6 |
| 1.5. Inquadramento geologico regionale..... | 6 |
| 1.6. Indagine geotecnica di riferimento | 8 |
| 1.7. inquadramento stratigrafico locale..... | 8 |
| 2. INQUADRAMENTO GEOTETTONICO E SISMICO | 10 |
| 3. PERICOLOSITÀ SISMICA..... | 14 |
| 3.1. Indicatori di pericolosità sismica | 14 |
| 3.2. Vita nominale e tempo di ritorno..... | 14 |
| 3.3. Tempo di ritorno dell'evento sismico | 16 |
| 3.4. Accelerazione massima su suolo tipo "A" | 18 |
| 3.5. Accelerazione massima – opere provvisorie | 20 |
| 4. MAGNITUDO | 21 |
| 5. EFFETTI DI SITO | 24 |
| 5.1. Effetti di amplificazione locale | 24 |
| 5.2. Effetti stratigrafici (parametro S_s) | 24 |
| 5.3. Effetti topografici (parametro S_T) | 28 |
| 5.4. Accelerazione massima al sito..... | 29 |
| 6. STABILITÀ DEL SITO DI COSTRUZIONE..... | 30 |
| 6.1. stabilità dei versanti..... | 30 |
| 6.2. potenziale di liquefazione..... | 30 |



1. INTRODUZIONE

1.1. OGGETTO E SCOPO

Oggetto della presente relazione è la caratterizzazione sismica generale dei terreni di fondazione interessati progetto di riqualificazione dell'area dei "*Mercati Generali*" ubicati nell'area est della città di Milano.

Nello specifico, oltre ad un inquadramento sismologico del territorio interessato dall'intervento, vengono forniti gli elementi di base per la progettazione nel rispetto delle Normativa Vigente:

- ✓ Definizione della Vita Nominale e Classe d'Uso delle opere, cui consegue la determinazione dei periodi di riferimento per l'azione sismica;
- ✓ Individuazione delle zone sismiche di riferimento e dei parametri a_g , F_o e T^*_C , sulla base dei quali viene definita la pericolosità sismica;
- ✓ Individuazione delle categorie di suolo di fondazione, sulla base della campagna geognostica condotta sul sito e delle condizioni topografiche.

1.2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Si fa riferimento alla Normativa Vigente nazionale (DM 14/01/2008 e relative "*Istruzioni*") e regionale come di seguito elencato:

- D.M. 14/01/2008 "*Norme tecniche per le costruzioni*" - GU n°29 del 4/2/2008
- Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti approvata dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici "*Istruzioni*"



per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" - Gazzetta Ufficiale del 26.02.2009 n. 47, supplemento ordinario n. 27.

- *Delibera della Giunta Regionale della Lombardia n. 14964 del 7/11/2003 "Disposizioni preliminari per l'attuazione dell'ordinanza Presidenza del Consiglio dei Ministri n.3274 del 20 Marzo 2003 'Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica'".*
- *Decreto Giunta Regionale della Lombardia 19904 del 21/11/2003 "Approvazione elenco tipologie degli edifici e opere infrastrutturali e programma temporale delle verifiche di cui all'art.2, commi 3 e 4 dell'Ordinanza PCM n.3274 del 20 Marzo 2003 in attuazione della DGR 14964 del 7/11/2003"*
- *Circolare Giunta Regionale Regione Lombardia – Prevenzione e protezione civile – "DM 14 settembre 2005 Norme tecniche per le costruzioni – Gazzetta ufficiale n.222 del 23 settembre 2005 – supplemento ordinario n.159 – Comuni di nuova classificazione sismica: applicazione art.104 del DPR380/2001" Prot. 11.2005.11368 del 5/12/2005*

Per aspetti non trattati si considera anche la norma Europea (Eurocodici)

- *UNI EN 1998-1:2005 "Eurocode 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici".*
- *UNI-EN 1998-5:2005 "Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici".*



1.3. CONSIDERAZIONI GENERALI SULLA NORMA VIGENTE

Rimandando per i dettagli al seguente capitolo n.2 è possibile osservare che il territorio interessato dall'intervento (sito nel comune di Milano) non era considerato tra quelli sismici secondo la *vecchia normativa sismica* (DM del 5/3/84 e D.M. 24/01/1986).

La nuova *Classificazione Sismica* (Ordinanza P.C.M. n° 3274 del 20/03/03 corretta ed integrata con OPCM 3431/05 del 3 Maggio 2005) che ha in parte recepito i risultati e le indicazioni scaturite dai vari studi e/o progetti di neotettonica eseguiti nell'ultimo decennio e/o in corso, ha portato ad una riclassificazione dell'intero territorio italiano e quindi anche di quello regionale lombardo.

Il nuovo testo delle *Norme Tecniche per le Costruzioni* (NTC), di cui al D.M. 14 gennaio 2008, pubblicato il 4 febbraio 2008 (nel Suppl. Ordinario n. 30 alla GU n. 29) è entrato in vigore a partire dal 5 marzo 2008 sostituendo integralmente le norme approvate con il decreto ministeriale 14 settembre 2005.

1.4. RIFERIMENTI TOPOGRAFICI

Il territorio interessato dall'intervento è tipicamente urbano con p.c. locale variabile tra un minimo di circa +109.00m s.l.m nella zona sud ovest ed un massimo di circa +112.00m s.l.m a nord-est (zona del mercato floricolo).

1.5. INQUADRAMENTO GEOLOGICO REGIONALE

La geologia della *Pianura Padana* risente degli effetti delle glaciazioni che si sono succedute in epoca Pleistocenica. In particolare l'area milanese presenta in **affioramento** l'unità geologica individuata con il nome di "*Fluvio-glaciale Wurm*" caratterizzata da un potente (circa 70m) deposito di ghiaie e sabbie in



matrice limosa con locali lenti di argilla. Tale unità costituisce il cosiddetto “*livello fondamentale della pianura*” e presenta un aumento dei termini più fini passando dal settore settentrionale a quello meridionale dovuto alla progressiva riduzione dell’energia di trasporto e di deposizione.

Il **substrato** è costituito da formazioni sedimentarie *pre-plioceniche* e risulta affiorante solo raramente e nelle zone più settentrionali della provincia.

Tra substrato e copertura fluvio-glaciale sono individuabili (nell’ambito della pianura) le seguenti principali unità geologiche sulle quali, tuttavia, non ci si sofferma in quanto non verranno interessate dalle opere in progetto.

- ✓ *Unità Villafranchiana (“argille sotto il Ceppo”)*: costituita da argille, limi e torbe spesso fossilifere.
- ✓ *Unità del Ceppo*: costituita da arenarie e conglomerati da molto cementati a passanti a ghiaie debolmente cementate.
- ✓ *Morenico Mindel*: costituito da limo inglobante materiali ciottolosi, sabbiosi ed argillosi molto alterato in superficie.
- ✓ *Fluvio-glaciale Mindel*: costituito da ciottoli arrotondati in matrice argilloso-sabbiosa di colore giallastro-rossiccio.
- ✓ *Morenico Riss*: costituito da deposito caotici ghiaiosi e sabbiosi in abbondante matrice argillosa inglobanti blocchi e trovanti provenienti dall’arco alpino.
- ✓ *Fluvio-glaciale Riss*: costituito da ciottoli arrotondati in matrice sabbiosa di colore giallo-ocraceo.
- ✓ *Morenico Wurm*: costituito da ghiaie, ciottoli e limi con struttura caotica spesso inglobanti massi erratici.



1.6. INDAGINE GEOTECNICA DI RIFERIMENTO

Tutte le considerazioni di cui al seguito sono riferite ai risultati di una specifica capagna di indagine geognostica eseguita nell'ambito del progetto nonché alle risultanze di indagini pregresse eseguite nelle vicinanze dell'area interessata dall'intervento; per i dettagli in merito all'ubicazione delle prove ed ai risultati ottenuti si rimanda all'apposito "*Rapporto delle indagini*" nonché alla "*Relazione Geotecnica*".

1.7. INQUADRAMENTO STRATIGRAFICO LOCALE

L'analisi delle stratigrafie dei sondaggi geognostici consente di indicare (per maggiori dettagli si rimanda alla "*Relazione Geotecnica*") che il terreno naturale in sito è costituito sostanzialmente da terreni granulari ovvero da ghiaia eterometrica in matrice sabbiosa e da sabbia limosa.

I primi 3.0÷3.5m sono costituiti da limo da sabbioso ad argilloso generalmente consistente e sabbia fine limosa di colore marrone; tale materiale è stato generalmente sostituito in tutto o in parte con riporti antropici generalmente costituiti da limo sabbioso, sabbia e ghiaia con frammenti di laterizi e ciottoli.

Tra 8 e 12m di profondità è stata riscontrata la presenza di un livello di limo discontinuo di spessore variabile tra 0.5 e 1.5m di colore generalmente grigio a volte torboso. In alcuni sondaggi è stata, inoltre, riscontrata la presenza di un secondo livello limoso di spessore prossimo al metro a profondità variabile tra 16 e 20m dal p.c. locale.

A partire dai 20m circa di profondità lo stato di addensamento del terreno aumenta considerevolmente e la matrice diventa francamente ghiaiosa.

La soggiacenza della falda evidenzia una piezometrica caratterizzata da forti oscillazioni stagionali e di lungo periodo. Il livello attuale (settembre 2011 –



Piezometro via Monte Velino 2/4) si assesta intorno a quota +102.60m ciò che comporta soggiacenze comprese tra 6.5 ed 8.5m in funzione della quota del p.c. locale.

2. INQUADRAMENTO GEOTETTONICO E SISMICO

L'assetto geostrutturale della Pianura Padana è quindi stato fortemente condizionato dalla presenza delle due catene delle Alpi Meridionali e dell'Appennino. L'attività tettonica lungo le due catene ha prodotto, e ancora produce, deformazioni che si manifestano attraverso attività sismica minore.

Come ampiamente documentato da dati geologici regionali e da misure geodetiche, lungo l'Avanfossa Appenninica i tassi di deformazione quaternaria diminuiscono procedendo verso ovest, vale a dire passando dall'arco di Ferrara verso quello Emiliano e del Monferrato.

Questa tendenza trova riscontro nella relativa diminuzione del grado di sismicità lungo i tre archi (Catalogo storico, Boschi et al. 2000; CPTI 2004): i terremoti a maggiore intensità, a magnitudo compresa fra 5.0 e 5.5, diminuiscono di frequenza spostandosi dall'Emilia verso il Piemonte (Monferrato). I dati storici a disposizione testimoniano come in genere i sismi nelle Alpi Meridionali presentano magnitudo massime (6.5) maggiori rispetto a quanto mostrato dall'Appennino.

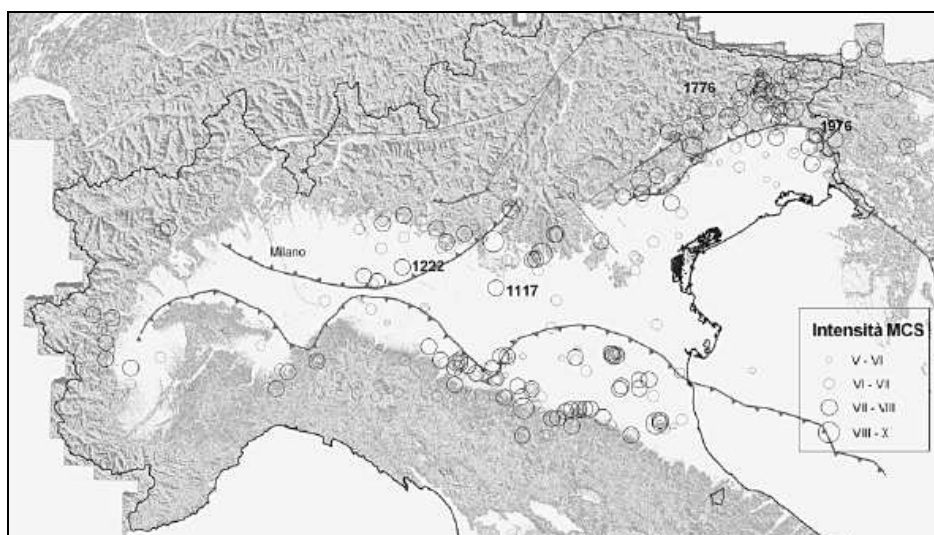


Figura n.2.1 - Estratto da GNGTS Atti del 23° convegno nazionale (Sileo, Giardina et Al.)



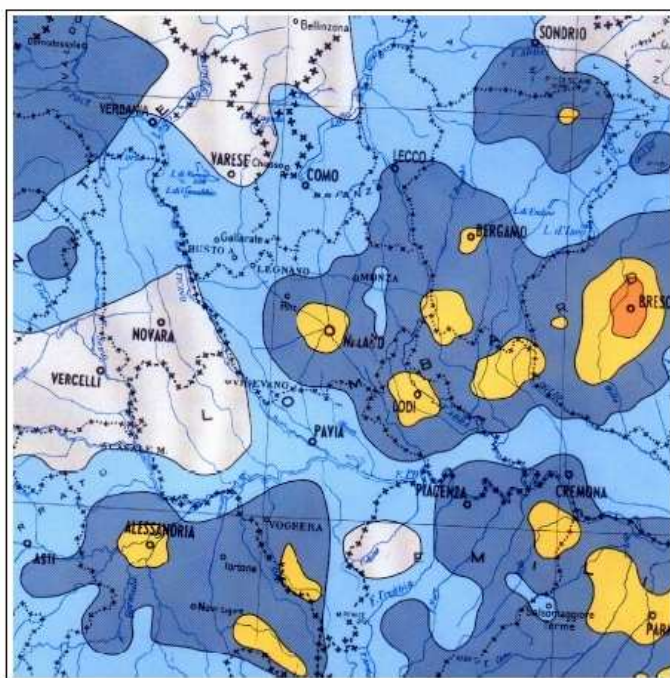
Questi forti terremoti storici hanno tempi di ritorno più lunghi nelle zone occidentali (Garda) che in quelle orientali (Friuli). I meccanismi focali dei terremoti recenti di più bassa magnitudo (come l'evento del 13 Novembre 2002, $M=4.2$, al Lago d'Iseo, e del 24 novembre 2004, $M=5.2$, a Salò, sulle rive occidentali del Lago di Garda) sono in accordo con l'assetto tettonico compressivo definito dalle evidenze geologiche e da profili sismici lungo la base delle Alpi Meridionali (Castellarin e Cantelli 2000; Fantoni et al. 2004).

Nell'arco del Monferrato, lungo il fronte appenninico, alle significative deformazioni tettoniche quaternarie (illustrate ad esempio dai profili di sismica a riflessione dall'industria petrolifera; Bello & Fantoni 2002) è associato un livello di sismicità che, anche se minore di quello presente nell'arco Ferrarese, non può essere considerato trascurabile in termini di pericolosità sismica.

Nell'area pedemontana fra i laghi di Como e Maggiore, al fronte della catena Sud-alpina, nonostante anche qui si abbiano chiare evidenze di tettonica quaternaria, descritte in letteratura (Orombelli 1976; Bini et al. 1992; Zanchi et al. 1997; Bini et al. 2001), la pericolosità sismica viene considerata praticamente insignificante. Tale valutazione si basa esclusivamente sul dato storico, in pratica sull'assenza nel catalogo sismico di terremoti con Intensità epicentrale maggiore di VI (MCS), figura n.2.1.

Studi eseguiti nel settore insubrico (Sileo-Giardina-Michetti et al. 2004, Orombelli 1976, Zanchi et al. 1997) in particolare nei siti di Albese con Cassano, Monte Olimpino e Monte Campo di Fiori, attraverso analisi geomorfologiche e rilevamenti sul terreno hanno evidenziato particolari condizioni geostrutturali che rivelano un'attività tettonica ancora in corso.

L'area dell'alta pianura è marcata da intensità sismiche relativamente più elevate variabili dal VI al VII (MCS) - figura n.2.2.



LEGENDA

Intensità espresse in scala M.C.S.

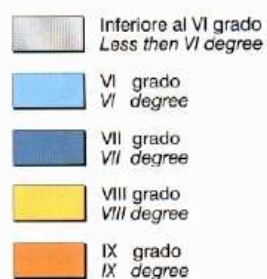


Figura n.2.2 – Intensità sismica

Gli annali storici relativi agli eventi sismici registrati (banca dati del Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti) non segnalano una ragguardevole attività sismica nell'area di interesse a causa di una discreta distanza degli epicentri, perciò nei territori di interesse sono stati registrati sporadici eventi sismici e tutti di modesta intensità.



Si riporta nella figura n.2.3 (Catalogo ISC, Catalogo macrosismico dell'Istituto Nazionale di Geofisica, ecc.) la distribuzione degli epicentri sul territorio italiano per gli eventi sismici più significativi, ovvero quelli con magnitudo $M > 5$.

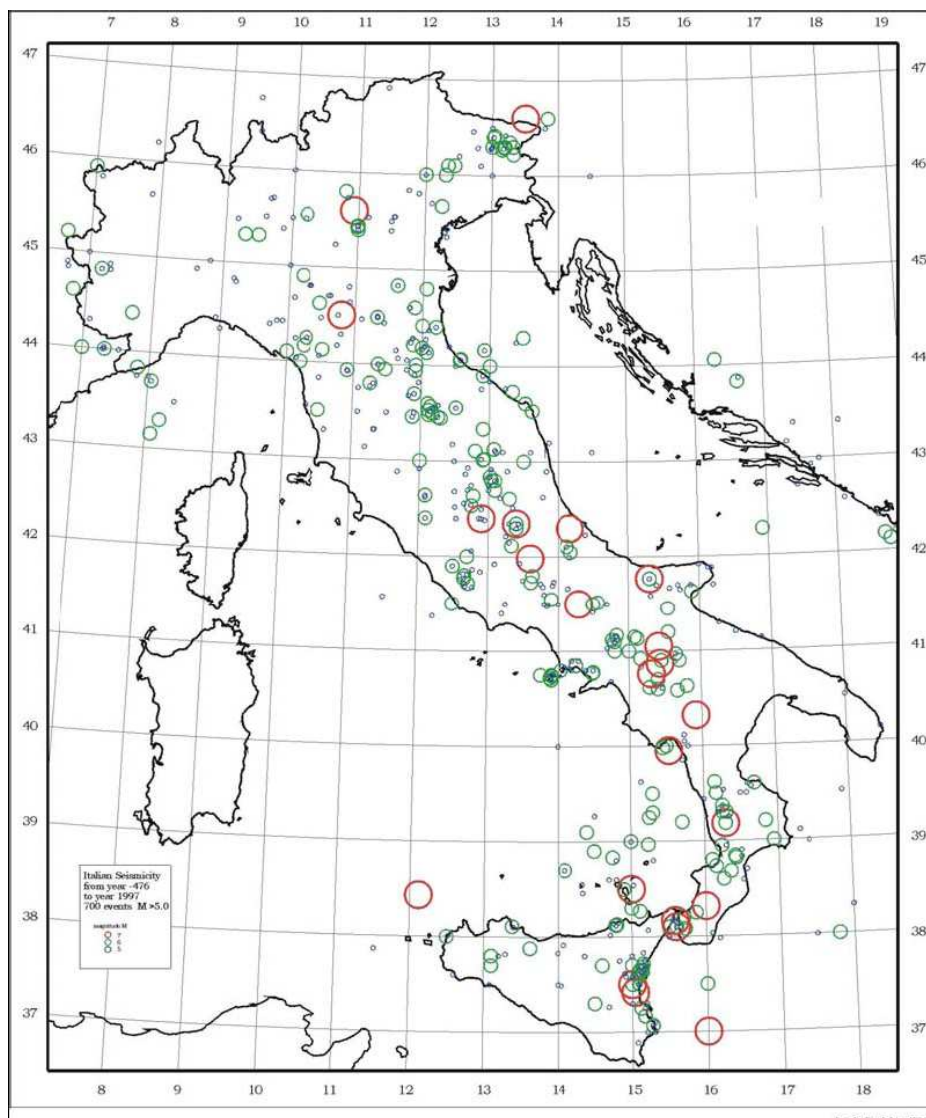


Figura n.2.3 - Sismicità dell'Italia dal 476 AC al 1997 DC (eventi con $M > 5$)



3. PERICOLOSITÀ SISMICA

3.1. INDICATORI DI PERICOLOSITÀ SISMICA

La pericolosità sismica può essere rappresentata per mezzo di differenti “*indicatori*” quali l'intensità macrosismica (I) e l'accelerazione orizzontale di picco (in qualche modo correlabile alla magnitudo). Tali indicatori rappresentano aspetti diversi dello stesso fenomeno. In particolare l'accelerazione orizzontale di picco coglie l'aspetto più propriamente fisico: si tratta di una grandezza di interesse ingegneristico che viene utilizzata nella progettazione in quanto definisce le caratteristiche costruttive richieste agli edifici in zona sismica. L'intensità macrosismica rappresenta, invece, in un certo senso le conseguenze socio-economiche; descrivendo infatti il grado di danneggiamento causato dai terremoti, una carta di pericolosità in intensità macrosismica si avvicina, con le dovute cautele derivate da diverse approssimazioni insite nel parametro intensità, al concetto di rischio sismico.

Nel caso specifico si considera (in accordo con la Normativa vigente) come indicatore della pericolosità la accelerazione orizzontale massima su suolo roccioso. Per le sole analisi di liquefazione deve essere definita anche l'entità dell'intensità macrosismica.

3.2. VITA NOMINALE E TEMPO DI RITORNO

Come prescritto dalla Norma la “*vita nominale*” dovrà essere definita dal *Progettista* di concerto con la *Committenza* con riferimento alla tabella n.3.1 in funzione delle caratteristiche dell'intervento.



| Opera | Tipo | V _N |
|---|------|----------------|
| Parti d'opera provvisionali con V _N ≤ 2anni | 1 | ≤ 2 |
| Parti d'opera provvisionali con 2anni < V _N ≤ 10anni | 1 | ≤ 10 |
| Opere ordinarie | 2 | ≥ 50 |
| Grandi opere | 3 | ≥ 100 |

Tabella n.3.1 – Tipo e vita nominale dell'opera (DM 14/01/2008 – tabella 2.4.I)

In relazione alle conseguenze di una interruzione di funzionalità o collasso in caso di sisma verrà anche associato un coefficiente d'uso (C_U) in accordo a quanto riassunto in tabella n. 3.2.

| Classe d'uso | I | II | III | IV |
|----------------|-----|-----|-----|-----|
| C _U | 0.7 | 1.0 | 1.5 | 2.0 |

Tabella n.3.2 – Classi e coefficienti d'uso (DM 14/01/2008 – tabella 2.4.II)

Il periodo di riferimento (V_R) dell'evento sismico potrà essere pertanto definito (cfr. paragrafo n.2.4.3 – NTC) come prodotto tra la vita nominale (V_N) ed il coefficiente d'uso (C_U) ottenendo:

$$V_R = V_N \times C_U \geq V_R^*$$

Il valore minimo della vita di riferimento (V_R^{*}) da assumere in funzione della vita nominale e della classe d'uso è riassunto in tabella n.3.3.



| | V_R^* | | | |
|------------|--------------|------------|------------|------------|
| | CLASSE D'USO | | | |
| V_N | I | II | III | IV |
| ≤ 10 | 35 | 35 | 35 | 35 |
| ≥ 50 | ≥ 35 | ≥ 50 | ≥ 75 | ≥ 100 |
| ≥ 100 | ≥ 70 | ≥ 100 | ≥ 150 | ≥ 200 |

Tabella n.3.3 – Valori minimi della vita di riferimento

(Istruzioni DM 14/01/2008 – tabella C.2.4.I)

3.3. TEMPO DI RITORNO DELL'EVENTO SISMICO

Il valore di progetto degli indicatori di pericolosità viene definito in funzione della “*probabilità di superamento*” in un dato “*tempo di ritorno*” (tipicamente si considera una soglia di non superamento nel 90% dei casi in 50 anni ovvero una probabilità di superamento del 10% in 50 anni). E' noto che il “*tempo di ritorno*” e la “*probabilità di superamento*” sono due grandezza tra loro correlate come segue:

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

Dove:

T_R = tempo di ritorno

V_R = vita di riferimento dell'opera

P_{VR} = probabilità di superamento nella vita dell'opera

La probabilità di superamento dipende, a sua volta, dallo stato limite di verifica. Con riferimento alle NTC (tabella n.3.2.I) si definiscono i valori di cui alla tabella n.3.4:



| STATI LIMITE | | P _{VR} |
|--------------------------|-------------------------------|-----------------|
| Stati limite di servizio | SLO (operatività) | 81% |
| | SLD (danno) | 63% |
| Stati limite ultimi | SLV (salvaguardia della vita) | 10% |
| | SLC (collasso) | 5% |

Tabella n.3.4 – Probabilità di superamento

La scelta dello stato limite di verifica dipende dalla classe d'uso della struttura e dal tipo di verifica. Allo scopo si può fare riferimento a quanto suggerito in tabella n.3.5.

| SL | Descrizione della prestazione | Riferimento Norme | Classe d'uso | | | |
|-----|--|-------------------|--------------|----|-----|----|
| | | | I | II | III | IV |
| SLO | Contenimento del danno degli elementi non strutturali | § 7.3.7.2 | | | x | x |
| | Funzionalità degli impianti | § 7.3.7.3 | | | x | x |
| SLD | Resistenza degli elementi strutturali | § 7.3.7.1 | | | x | x |
| | Contenimento del danno degli elementi non strutturali | § 7.3.7.2 | x | x | | |
| | Contenimento delle deformazioni del sistema fondazione-terreno | § 7.11.5.3 | x | x | x | x |
| | Contenimento degli spostamenti permanenti dei muri di sostegno | § 7.11.6.2.2 | x | x | x | x |
| SLV | Assenza di martellamento tra strutture contigue | § 7.2.2 | x | x | x | x |
| | Resistenza delle strutture | § 7.3.6.1 | x | x | x | x |
| | Duttilità delle strutture | § 7.3.6.2 | x | x | x | x |
| | Assenza di collasso fragile ed espulsione di elementi non strutturali | § 7.3.6.3 | x | x | x | x |
| | Resistenza dei sostegni e collegamenti degli impianti | § 7.3.6.3 | x | x | x | x |
| | Stabilità del sito | § 7.11.3 | x | x | x | x |
| | Stabilità dei fronti di scavo e dei rilevati | § 7.11.4 | x | x | x | x |
| | Resistenza del sistema fondazione-terreno | § 7.11.5.3 | x | x | x | x |
| | Stabilità dei muri di sostegno | § 7.11.6.2.2 | x | x | x | x |
| | Stabilità delle paratie | § 7.11.6.3.2 | x | x | x | x |
| | Resistenza e stabilità dei sistemi di contrasto e degli ancoraggi | § 7.11.6.4.2 | x | x | x | x |
| SLC | Resistenza dei dispositivi di vincolo temporaneo tra costruzioni isolate | § 7.2.1 | x | x | x | x |
| | Capacità di spostamento degli isolatori | § 7.10.6.2.2 | x | x | x | x |

Tabella n.3.5 – Criteri di scelta dello stato limite di riferimento



In tabella n.3.6 sono riassunti i valore dei tempi di ritorno per gli stati limite considerati al variare della vita di riferimento.

| STATI LIMITE | | $T_R = T_R(V_R)$ |
|--------------|-----|--|
| SLE | SLO | $30 \text{ anni} \leq T_R \leq 0.6 V_R$ |
| | SLD | $T_R = V_R$ |
| SLU | SLV | $T_R = 9.5 V_R$ |
| | SLC | $T_R = 19.5 V_R \leq 2'475 \text{ anni}$ |

Tabella n.3.6 – Tempo di ritorno in funzione della vita di riferimento
(tab. C.3.2.I Istruzioni)

3.4. ACCELERAZIONE MASSIMA SU SUOLO TIPO “A”

Il valore di accelerazione orizzontale massima deve essere determinato con riferimento ai valori puntuali già definiti per un'apposita griglia (10x10km) da uno studio dell'INGV e riassunti nelle tabelle di cui all'allegato B delle NTC cui si rimanda.

In particolare il valore al sito viene definito mediando (in funzione della distanza) l'entità dell'accelerazione caratteristica dei 4 nodi più prossimi al sito stesso come di seguito indicato (analogo procedimento può essere adottato per gli aaltri parametri sismici [F_0 e T^*_{Cj}):

$$a_g = \frac{\sum_{i=1}^4 \frac{a_{g,i}}{d_i}}{\sum_{i=1}^4 \frac{1}{d_i}}$$

Dove:

a_g = accelerazione massima suolo tipo A nel sito



$a_{g,i}$ = accelerazione massima suolo tipo A nell'i-esimo punto

d_i = distanza del sito da i-esimo punto

Qualora, poi, il citato reticolo non riporti il valore di accelerazione per il tempo di ritorno voluto, questo potrà essere ottenuto interpolando i dati relativi ai tempi di ritorno più prossimi come di seguito indicato (analogo procedimento può essere adottato per gli altri parametri sismici [F_0 e T^*_{Cj}):

$$\log(a_g) = \log(a_{g1}) + \log\left(\frac{a_{g1}}{a_{g2}}\right) \times \log\left(\frac{T_R}{T_{R1}}\right) \times \left[\log\left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}}\right)\right]^{-1}$$

Dove:

a_g = accelerazione massima suolo tipo A nel sito per T_R

$a_{g1} - a_{g2}$ = accelerazione massima suolo tipo A nell'i-esimo relative ai tempi di ritorno più prossimi

$T_{R1} - T_{R2}$ = tempi di ritorno più prossimi

Il sito oggetto di intervento è individuato dalle seguenti coordinate geografiche WGS84 (riferite ad un punto baricentrico dell'attuale Mercato):

- Latitudine: 45.452785
- Longitudine: 9.2320775

ed è pertanto ricompreso tra i seguenti 4 nodi del reticolo INGV:

| | | |
|---------------|--------------------------|----------------------|
| - Nodo 12'261 | Lat: 45.4593 Lon: 9.2174 | Distanza: 1'376.650m |
| - Nodo 12'262 | Lat: 45.4618 Lon: 9.2885 | Distanza: 4'407.317m |
| - Nodo 12'484 | Lat: 45.4119 Lon: 9.2920 | Distanza: 6'537.415m |
| - Nodo 12'483 | Lat: 45.4094 Lon: 9.2208 | Distanza: 5'023.725m |



Si possono pertanto definire i valori dei parametri sismici di riferimento; allo scopo, e *solo a titolo di esempio*, (tabella n.3.7) si fa l'**ipotesi** che le strutture in progetto possano ritenersi di tipo “ordinario” (Tipo 2 – $V_N=50$ anni) con classe d'uso III (coefficiente d'uso 1.5) cui corrisponde un valore della *vita di riferimento* pari a 75anni:

| STATO LIMITE | T_R [anni] (*) | a_g [g] | F_0 [-] | T_c^* [sec] |
|--|---------------------|--------------|--------------|------------------|
| SLO | 45 | 0.024 | 2.564 | 0.188 |
| SLD | 75 | 0.030 | 2.559 | 0.211 |
| SLV | 712 | 0.058 | 2.661 | 0.290 |
| SLC | 1462 | 0.070 | 2.708 | 0.305 |
| (*) – I tempi di ritorno della tabella sono stati definiti nell'ipotesi di strutture “ordinarie” con classe d'uso III – In analogia si potrà operare nel caso si assumano valori differenti della <i>vita nominale</i> (V_n) e del <i>coefficiente d'uso</i> (C_u) | | | | |

Tabella n.3.7 - Parametri sismici su suolo tipo A per “vita di riferimento” pari a 75 anni

3.5. ACCELERAZIONE MASSIMA – OPERE PROVVISORIE

Il calcolo dell'accelerazione massima su suolo roccioso per opere provvisorie può essere svolto analogamente a quanto visto al paragrafo n.3.4 ma assumendo un valore di $V_R=35$ anni (Tab. 2.4. II D.M. 14/01/08); si ottiene pertanto (tabella n.3.8)

| STATO LIMITE | T_R [anni] | a_g [g] | F_0 [-] | T_c^* [sec] |
|--------------|--------------|-----------|-----------|---------------|
| SLO | 30 | 0.020 | 2.555 | 0.165 |
| SLD | 35 | 0.021 | 2.558 | 0.173 |
| SLV | 332 | 0.047 | 2.629 | 0.269 |
| SLC | 682 | 0.058 | 2.659 | 0.289 |

Tabella n.3.8 - Parametri sismici su suolo tipo A per opere provvisorie



4. MAGNITUDO

Un ulteriore parametro di notevole importanza ai fini delle analisi sismiche è rappresentato dalla *magnitudo “da momento”* (dalla quale dipende la durata significativa del moto). Tale parametro viene in particolare usato per la valutazione del potenziale di liquefazione come si vedrà nel seguito.

Va notato che tale parametro è difficilmente correlabile all'accelerazione massima a meno che non sia nota anche la distanza epicentrale; in questo caso si può ricorrere alla nota relazione statisticamente rappresentativa dei terremoti italiani (Sabetta e Pugliese, 1987) di seguito riportata:

$$\log_{10} (a_{\max}) = -1.562 + 0.306 \cdot M - \log_{10} [\sqrt{(r^2 + 5.8^2)}] + 0.169 \cdot S_1$$

dove:

a_{\max} = accelerazione massima al suolo

M = magnitudo

r = distanza epicentrale

S_1 = parametro rappresentativo del suolo (0 per roccia e alluvioni spesse – 1 per alluvioni < 20m)

Nel caso in analisi si ritiene più corretto procedere alla determinazione della magnitudo con riferimento alle carte di disaggregazione redatte da INGV per i nodi del reticolo.

Limitatamente agli stati limite di interesse (*SLD-SLV*) e nell'ipotesi che si consideri un valore della vita di riferimento (V_R) pari a 75anni si ottiene per il sito di costruzione (si fa riferimento al nodo 12'261 che risulta il più prossimo) quanto riassunto in tabella n.4.1 e nelle seguenti tabelle di dettaglio (4.2 e 4.3).



| STATO LIMITE | T_R [anni] | Probabilità Super. [%] | M [-] | Distanza epicentrale [km] |
|--------------|-----------------|---------------------------|----------|------------------------------|
| SLD | 75 | 63 | 4.93 | 85.3 |
| SLV | 712 | 10 | 4.99 | 56.6 |

Tabella n.4.1 – Valori della Magnitudo per differenti tempi di ritorno
(ipotesi di $V_R=75$ anni)

| Distanza in km | Disaggregazione del valore di $a(g)$ con probabilit  di eccedenza del 63% in 50 anni (Coordinate del punto lat: 45.4593, lon: 9.2174, ID: 12261) | | | | | | | | | | |
|----------------|---|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| | Magnitudo | | | | | | | | | | |
| | 3.5-4.0 | 4.0-4.5 | 4.5-5.0 | 5.0-5.5 | 5.5-6.0 | 6.0-6.5 | 6.5-7.0 | 7.0-7.5 | 7.5-8.0 | 8.0-8.5 | 8.5-9.0 |
| 0-10 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| 10-20 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| 20-30 | 0.000 | 0.949 | 1.110 | 0.315 | 0.034 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| 30-40 | 0.000 | 3.970 | 4.900 | 1.500 | 0.216 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| 40-50 | 0.000 | 4.570 | 6.150 | 2.120 | 0.350 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| 50-60 | 0.000 | 3.840 | 5.610 | 2.170 | 0.391 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| 60-70 | 0.000 | 2.530 | 4.020 | 1.750 | 0.324 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| 70-80 | 0.000 | 1.620 | 2.840 | 1.430 | 0.313 | 0.036 | 0.004 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| 80-90 | 0.000 | 1.320 | 2.650 | 1.610 | 0.543 | 0.104 | 0.012 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| 90-100 | 0.000 | 1.070 | 2.440 | 1.720 | 0.741 | 0.168 | 0.020 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| 100-110 | 0.000 | 0.818 | 2.130 | 1.770 | 0.962 | 0.295 | 0.037 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| 110-120 | 0.000 | 0.577 | 1.710 | 1.620 | 1.030 | 0.351 | 0.044 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| 120-130 | 0.000 | 0.451 | 1.560 | 1.680 | 1.230 | 0.366 | 0.040 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| 130-140 | 0.000 | 0.319 | 1.290 | 1.530 | 1.200 | 0.337 | 0.035 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| 140-150 | 0.000 | 0.190 | 0.945 | 1.240 | 0.999 | 0.281 | 0.031 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| 150-160 | 0.000 | 0.101 | 0.734 | 1.060 | 0.827 | 0.240 | 0.027 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| 160-170 | 0.000 | 0.043 | 0.478 | 0.795 | 0.632 | 0.216 | 0.022 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| 170-180 | 0.000 | 0.019 | 0.309 | 0.609 | 0.521 | 0.224 | 0.018 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| 180-190 | 0.000 | 0.007 | 0.201 | 0.474 | 0.441 | 0.236 | 0.016 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| 190-200 | 0.000 | 0.001 | 0.138 | 0.387 | 0.419 | 0.270 | 0.014 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |

| Valori medi | | |
|-------------|----------|---------|
| Magnitudo | Distanza | Epsilon |
| 4.930 | 85.300 | 1.070 |

Tabella n.4.2 – Mappa di disaggregazione per $T_R=75$ anni



| Distanza in km | Disaggregazione del valore di a(g) con probabilit  di eccedenza del 10% in 50 anni (Coordinate del punto lat: 45.4593, lon: 9.2174, ID: 12261) | | | | | | | | | | |
|----------------|---|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| | Magnitudo | | | | | | | | | | |
| | 3.5-4.0 | 4.0-4.5 | 4.5-5.0 | 5.0-5.5 | 5.5-6.0 | 6.0-6.5 | 6.5-7.0 | 7.0-7.5 | 7.5-8.0 | 8.0-8.5 | 8.5-9.0 |
| 0-10 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| 10-20 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| 20-30 | 0.000 | 2.280 | 3.610 | 1.560 | 0.251 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| 30-40 | 0.000 | 6.890 | 11.800 | 5.720 | 1.270 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| 40-50 | 0.000 | 5.180 | 10.200 | 5.810 | 1.550 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| 50-60 | 0.000 | 2.850 | 6.530 | 4.400 | 1.340 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| 60-70 | 0.000 | 1.100 | 3.250 | 2.650 | 0.867 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| 70-80 | 0.000 | 0.332 | 1.550 | 1.650 | 0.679 | 0.130 | 0.019 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| 80-90 | 0.000 | 0.042 | 0.823 | 1.410 | 0.907 | 0.324 | 0.048 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| 90-100 | 0.000 | 0.000 | 0.348 | 1.130 | 0.974 | 0.421 | 0.067 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| 100-110 | 0.000 | 0.000 | 0.104 | 0.792 | 0.984 | 0.565 | 0.097 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| 110-120 | 0.000 | 0.000 | 0.022 | 0.474 | 0.850 | 0.566 | 0.101 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| 120-130 | 0.000 | 0.000 | 0.001 | 0.290 | 0.841 | 0.496 | 0.080 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| 130-140 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.149 | 0.678 | 0.395 | 0.062 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| 140-150 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.058 | 0.448 | 0.290 | 0.048 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| 150-160 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.018 | 0.279 | 0.214 | 0.037 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| 160-170 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.005 | 0.162 | 0.172 | 0.027 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| 170-180 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.107 | 0.163 | 0.019 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| 180-190 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.072 | 0.155 | 0.015 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| 190-200 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.054 | 0.163 | 0.011 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |

| Valori medi | | |
|-------------|----------|---------|
| Magnitudo | Distanza | Epsilon |
| 4.990 | 56.600 | 1.610 |

Tabella n.4.3 – Mappa di disaggregazione per $T_R=712$ anni

Si osserva che la magnitudo risulta:

$$M < 5.0$$



5. EFFETTI DI SITO

5.1. EFFETTI DI AMPLIFICAZIONE LOCALE

Gli effetti di amplificazione locale dovuti alla stratigrafia ed alla conformazione topografica vengono messi in conto mediante i seguenti parametri (vedere anche figura n.5.1):

- ✓ Parametro S_S : Effetti stratigrafici
- ✓ Parametro S_T : Effetti topografici

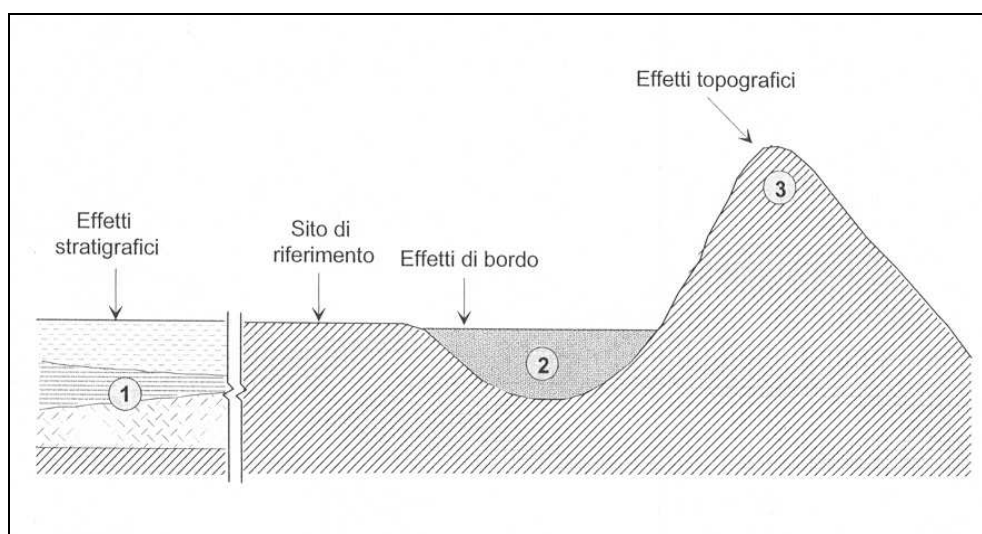


Figura n.5.1 – Possibili effetti di amplificazione

5.2. EFFETTI STRATIGRAFICI (PARAMETRO S_S)

Il parametro “ S_S ” che definisce gli effetti di amplificazione locale dovuti alla stratigrafia viene valutato in accordo alla seguente tabella n.5.2 in funzione delle caratteristiche del terreno nei primi 30m di profondità.



| Categoria | Descrizione (tabelle 3..2.II e 3.2.III - NTC) | S_s (tabella 3.2.V – NTC) | N_{SPT} (colpi/30cm) | c_u (kPa) | V_{s-30} (m/s) |
|-----------|---|---|---------------------------|----------------|---------------------|
| A | Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione con spessore massimo pari a 3m | 1.00 | -- | -- | > 800 |
| 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 graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità | $1.00 \leq 1.4 - (0.4 \cdot F_o \cdot a_g) \leq 1.20$ | > 50 | > 250 | 360÷800 |
| C | Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti con spessori superiori a 30m caratterizzati da graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità | $1.00 \leq 1.7 - (0.6 \cdot F_o \cdot a_g) \leq 1.50$ | 15÷50 | 70÷250 | 180÷360 |
| D | Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fine scarsamente consistenti con spessori superiori a 30m caratterizzati da graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità | $0.90 \leq 2.4 - (1.5 \cdot F_o \cdot a_g) \leq 1.80$ | < 15 | < 70 | < 180 |
| E | Terreni dei sottosuoli di tipo C e D per spessore non superiore a 20m posti sul substrato di riferimento. | $1.00 \leq 2.0 - (1.1 \cdot F_o \cdot a_g) \leq 1.60$ | -- | -- | -- |
| S1 | Depositi che includono uno strato di almeno 8m di terreno a grana fina di bassa consistenza oppure che includono almeno 3m di torba o di argille altamente organiche. | Da definire sulla base di specifici studi | -- | 10÷20 | < 100 |
| S2 | Depositi soggetti a liquefazione, argille sensitive, ecc. | Da definire sulla base di specifici studi | -- | -- | -- |

Tabella n.5.2 – Effetti stratigrafici – Categorie del suolo



Il valore del parametro F_0 che rappresenta il valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale viene ricavato dal “reticolo di riferimento” redatto dal INGV, pubblicato in allegato all’O.M. 3519 del 28/04/2006 e annesso all’allegato B delle NTC DM 14/01/2008).

Si osserva che la velocità V_{s30} rappresenta la media delle velocità dei primi 30m di profondità e viene calcolata con la seguente espressione:

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_i}}$$

Dove:

V_i = velocità dello strato i-esimo

h_i = spessore dello strato i-esimo

V_{s30} = media delle velocità dei primi 30m di profondità [m]

Per la misura diretta della velocità di propagazione delle onde di taglio (V_s) nel terreno sono state eseguite apposite prove geofisiche del tipo “*down-hole*”; dette prove hanno consentito di raggiungere profondità fino a 50m dal p.c. locale posizionando i geofoni ad intervalli regolari di 1m.

Nello specifico sono state eseguite le seguenti prove (i valori della velocità misurata sono illustrati in figura n.5.2):

- ✓ sondaggio S11-2011 (profondità 30m) – Zona nord dell’area di costruzione
- ✓ sondaggio Q9/S9-2010 (profondità 50m) – Zona sud dell’area di costruzione

In tabella n.5.3 sono riassunti i valori calcolati come da Norma della velocità media V_{s-30} ; ne segue che il sito può essere classificato in categoria del suolo tipo “**B**” cui corrisponde un valore del coefficiente di amplificazione stratigrafica (S_s) pari a 1.2.

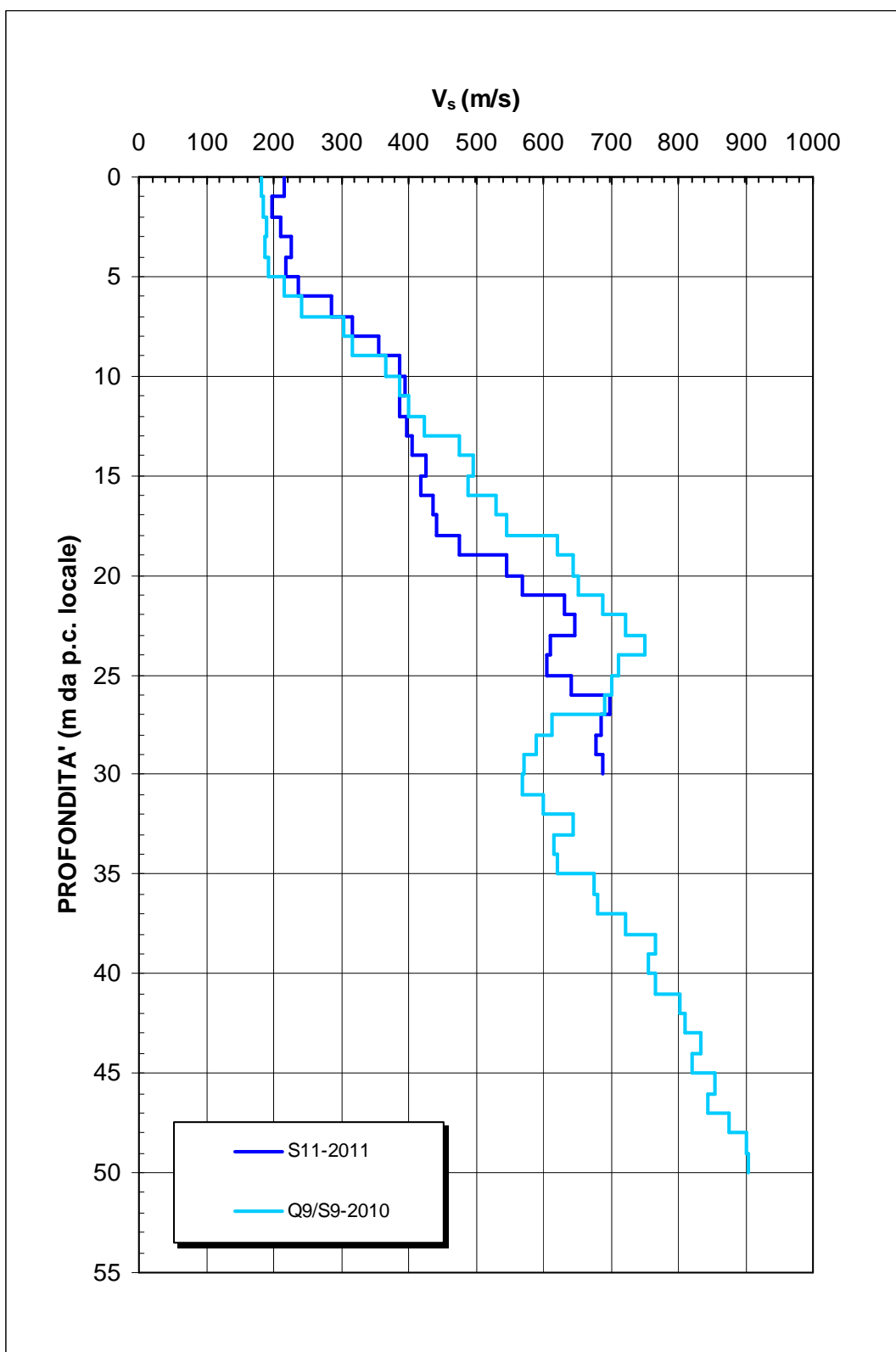


Figura n.5.2 – Risultati prove down-hole – Velocità onde di taglio



| Sondaggio | V_{s30} (m/s) | Categoria suolo | S_s |
|------------|--------------------|--------------------|-------|
| S11-2011 | 381 > 360 | B | 1.2 |
| Q9/S9-2010 | 374 > 360 | B | |

Tabella n.5.3 – Velocità media delle onde di taglio (V_{s30}) e categoria del suolo

5.3. EFFETTI TOPOGRAFICI (PARAMETRO S_T)

Per quanto concerne gli effetti di amplificazione dovuti alla topografia del sito si fa riferimento alla tabella n.5.4 ed alla figura n.5.2 di cui al seguito.

| Categoria | Descrizione del pendio | Ubicazione struttura | S_T |
|-----------|---|---------------------------------|-------|
| T4 | Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media superiore a 30° | In corrispondenza della cresta | 1.4 |
| T3 | Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media compresa tra 15 e 30° | In corrispondenza della cresta | 1.2 |
| T2 | Pendii con inclinazione media superiore a 15° | In corrispondenza della sommità | 1.2 |
| T1 | Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media inferiore a 15° | -- | 1.0 |

Tabella n.5.4 – Coefficiente di amplificazione topografica
(DM 14/01/2008 – tabelle 3.2.IV e 3.2.VI)

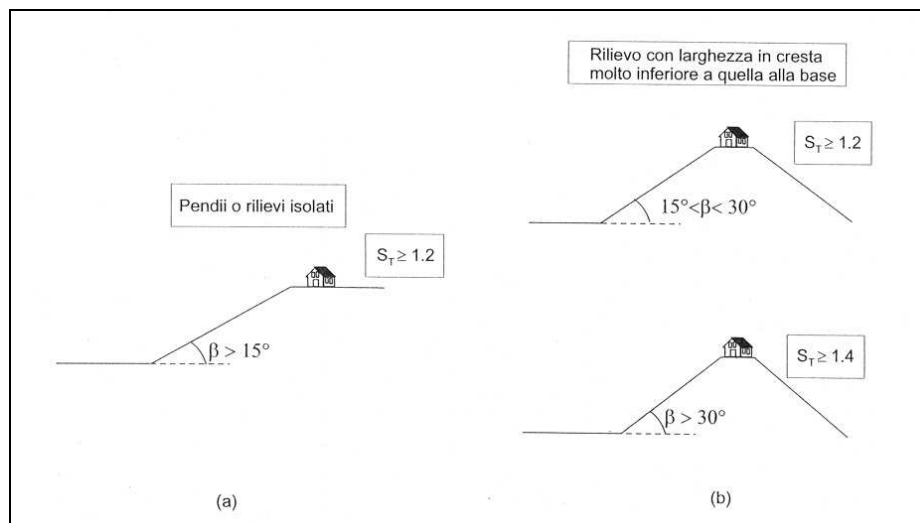


Figura n.5.2 – Coefficiente di amplificazione topografica

Nel caso particolare in esame (terreno pressoché pianeggiante) si assume:

$$S_T = 1.0$$

5.4. ACCELERAZIONE MASSIMA AL SITO

L'accelerazione massima orizzontale al sito (a_{\max}) potrà essere calcolata come prodotto dell'accelerazione al substrato (a_g) e dei fattori di amplificazione (S_s ed S_T).

$$a_{\max} = a_g \times S_T \times S_S = a_g \times 1.0 \times 1.2$$

Nell'ipotesi di assumere **$V_R=75$ anni** ($V_N=50$ anni – $C_u=1.5$) si otterrebbe:

SLO → $a_{\max} (T_R=45\text{anni}) = 0.024 \times 1.2 = 0.0288$

SLD → $a_{\max} (T_R=75\text{anni}) = 0.030 \times 1.2 = 0.0360$

SLV → $a_{\max} (T_R=712\text{anni}) = 0.058 \times 1.2 = 0.0696$

SLC → $a_{\max} (T_R=1462\text{anni}) = 0.070 \times 1.2 = 0.0840$



6. STABILITÀ DEL SITO DI COSTRUZIONE

6.1. STABILITÀ DEI VERSANTI

Tale problematica risulta ininfluyente per il sito in studio in quanto pressoché pianeggiante.

6.2. POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE

Si fa riferimento a quanto prescritto dalla norma ove vengono elencate le circostanze per le quali la verifica può essere omessa (se ne deve manifestare ALMENO una):

1. Magnitudo dell'evento atteso $M < 5.0$.
2. Accelerazione massima al suolo (a_{max}) in condizioni di free-field inferiore a 0.1g.
3. Profondità media stagionale della falda superiore a 15m e fondazioni di tipo superficiale.
4. Depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 30 \text{ colpi}/30\text{cm}$ oppure $q_{c1N} > 180 \text{ kg/cm}^2$
5. Distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella figura 6.1 nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3.5$ ed in figura n.6.2 nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3.5$ [$U_c = D_{60}/D_{10}$]

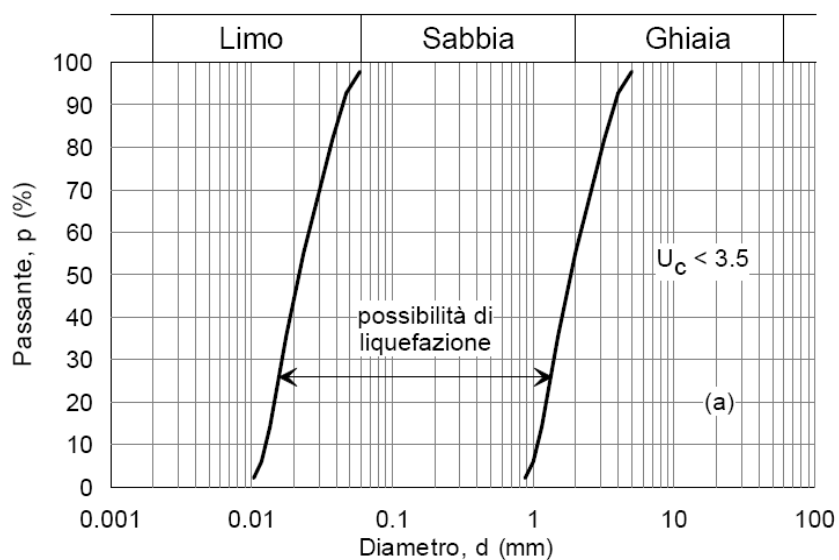


Figura n.6.1 – Fuso di terreno suscettibile di liquefazione ($U_c < 3.5$)

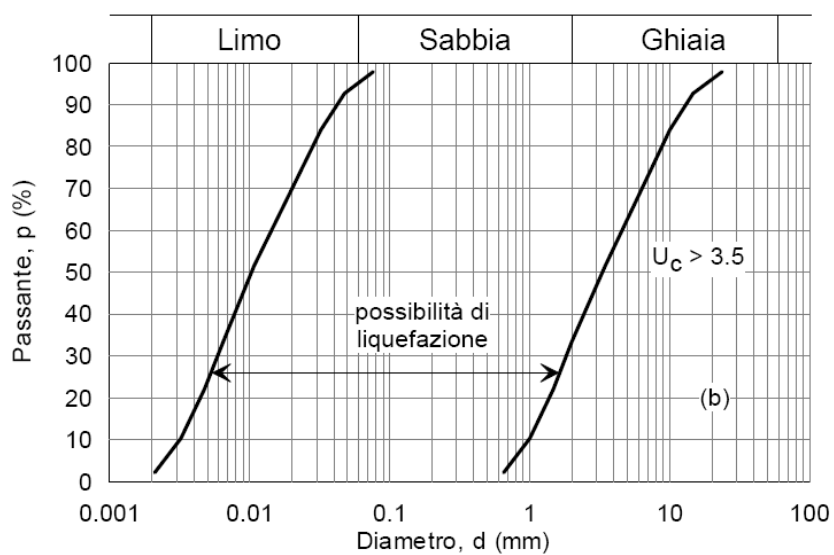


Figura n.6.2 – Fuso di terreno suscettibile di liquefazione ($U_c > 3.5$)

Si osserva che nel caso presente valgono le condizioni 1 e 2 e pertanto si possono escludere fenomeni di liquefazione.