



PROPONENTE:

HEPV04 S.R.L.  
Via Alto Adige, 160/A - 38121 Trento (TN)  
hepv04srl@legalmail.it

MANAGEMENT:

**EHM.Solar**

EHM.SOLAR S.R.L.  
Via della Rena, 20 39100 Bolzano - Italy  
tel. +39 0461 1732700  
fax. +39 0461 1732799  
info@ehm.solar  
c.fiscale, p.iva e R.I. 03033000211

NOME COMMESSA:

**COSTRUZIONE ED ESERCIZIO IMPIANTO  
AGROVOLTAICO AVENTE POTENZA IN IMMISSIONE  
PARI A 56.500 kW E POTENZA MODULI PARI  
A 62.160 kWp CON RELATIVO COLLEGAMENTO ALLA  
RETE ELETTRICA - IMPIANTO RFVP76**

STATO DI AVANZAMENTO COMMESSA:

**PROGETTO DEFINITIVO PER AUTORIZZAZIONE UNICA**

CODICE COMMESSA:

**HE.18.0064**

PROGETTAZIONE INGEGNERISTICA:



STC S.r.l

Via V. M. STAMPACCHIA, 48 - 73100 Lecce  
Tel. +39 0832 1798355  
fabio.calcarella@gmail.com - fabio.calcarella@ingpec.eu  
Direttore Tecnico: Dott. Ing. Fabio Calcarella



4IDEA S.r.l

Via G. Brunetti, 50 - 73019 Trepuzzi  
Tel. +39 0832 760144  
pec 4ideasrl@pec.it  
info@studioideaassociati.it

PROGETTISTA:



COLLABORATORE:

STUDI GEOTECNICI

**D.E.A.** Ing. Giovanni Luca D'Amato  
Via Benedetto Croce, 23 - 73100 Lecce  
Tel./Fax +39 0832 1940701  
gl.damato@associatidea.com



STUDI FAUNISTICI

STUDI PEDO-AGRONOMICI

CONSULENZA LEGALE

STUDIO LEGALE PATRANO  
Via Argiro, 33 Bari  
t.f. +39 080 8693336



OGGETTO:

Relazione Geotecnica, Sismica SSE

SCALA:

n.a.

DATA:

OTTOBRE 2021

NOME FILE:

6JUCTX0  
\_RelazioneGeotecnica\_18a-integr.pdf

TAVOLA:

**R18a integr**

N. REV.	DATA	REVISIONE	ELABORATO	VERIFICATO	VALIDATO
1	30.09.2019	Prima emissione	STC	responsabile commessa Fabio Calcarella	direttore tecnico HEPV04 S.r.l
2	09.2020	Richiesta di integrazioni Regione Puglia Prot.AOO_159/04/05/2020 n.3285	STC	Fabio Calcarella	HEPV04 S.r.l

## RELAZIONE GEOTECNICA SULLE FONDAZIONI

(NTC 2018 CAP. 6 E CIRCOLARE 7/2019 PUNTO C6.2.2.5)

### GENERALITA'

<b>OGGETTO</b>	<u>PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DELLA SSE PER UN IMPIANTO DI PRODUZIONE DI ENERGIA DA FONTE SOLARE "LATIANO HEPV04" PER UNA POTENZA TOTALE PARI A 62,160 MW, IN AGRO DI LATIANO (BR)</u>
<b>COMUNE:</b>	<b>LATIANO (BR)</b>
<b>ZONA SISMICA:</b>	ZONA 4
<b>ALTITUDINE:</b>	<b>100 M S.L.M.</b>
<b>TIPOLOGIA STRUTTURALE:</b>	<b>SSE - CALCESTRUZZO ARMATO</b>
<b>TIPOLOGIA FONDAZIONI:</b>	FONDAZIONI SUPERFICIALI
<b>NORMATIVA:</b>	<b>D. M. DELLE INFRASTRUTTURE 17/01/2018 CIRCOLARE C. S. LL. PP. N. 7 DEL 12/02/2019</b>
<b>APPROCCIO VERIFICA GEO:</b>	<b>APPROCCIO 2</b>

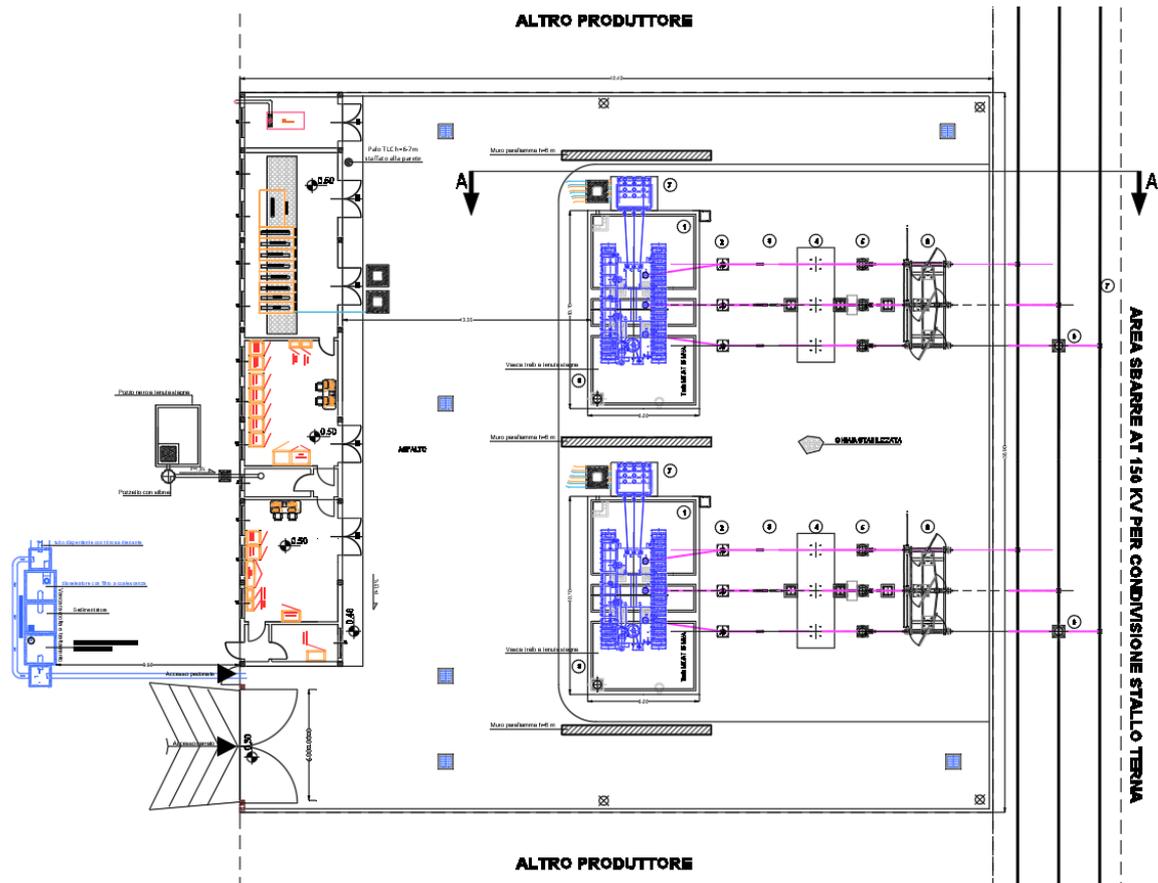
## Sommario

<b>0. PREMESSA .....</b>	<b>3</b>
0.1. DESCRIZIONE DELL'OPERA E DEGLI INTERVENTI .....	4
<b>1. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....</b>	<b>5</b>
1.1. PERICOLOSITÀ SISMICA .....	5
1.1.1. SITO DI RIFERIMENTO.....	5
1.1.2. PARAMETRI DI PERICOLOSITÀ SISMICA.....	6
1.2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO, GEOMORFOLOGICO E IDROGEOLOGICO. ....	8
1.2.1. IDROGEOLOGIA.....	12
1.2.2. INDAGINI E PROVE GEOTECNICHE.....	12
1.3. CARATTERIZZAZIONE MECCANICA E MODELLO GEOTECNICO DEI TERRENI.....	12
<b>2. VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE FONDAZIONI .....</b>	<b>14</b>
2.1. VERIFICHE GEO .....	15
2.2. VERIFICHE STR.....	15
2.3. CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE DELLE STRUTTURE DI FONDAZIONE.....	17
<b>3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>22</b>



## 0.1. DESCRIZIONE DELL'OPERA E DEGLI INTERVENTI

LA SSE SARÀ REALIZZATA CON STRUTTURA IN CALCESTRUZZO ARMATO GETTATO IN OPERA, ED AVRÀ LA CONFIGURAZIONE DESCRITTA NELLA RELAZIONE GENERALE DI CALCOLO. SI RIPORTA DI SEGUITO IL LAYOUT DELLA SSE.



**FIGURA 2: STAZIONE UTENTE E APPARECCHIATURE ELETTROMECCANICHE DI PERTINENZA - LAYOUT**

LE FONDAZIONI PER LA STRUTTURA IN OGGETTO SONO DEL TIPO "SUPERFICIALE" A PLATEA, PER RISOLVERE PROBLEMI DI TIPO COSTRUTTIVO E DI INFILTRAZIONE DAL BASSO DI ACQUE.

## 1. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

### 1.1. PERICOLOSITÀ SISMICA

LA DEFINIZIONE DELLA PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE SECONDO LE NTC 2018 SI DETERMINA ATTRAVERSO UNA GRIGLIA REGOLARE CHE COPRE TUTTO IL TERRITORIO NAZIONALE. NEI NODI DELLA GRIGLIA L'INGV HA CALCOLATO L'ACCELERAZIONE SISMICA MASSIMA ATTESA, IN CONFORMITÀ A QUEST'ULTIMA SONO CALCOLATI I PARAMETRI DI PERICOLOSITÀ SISMICA.

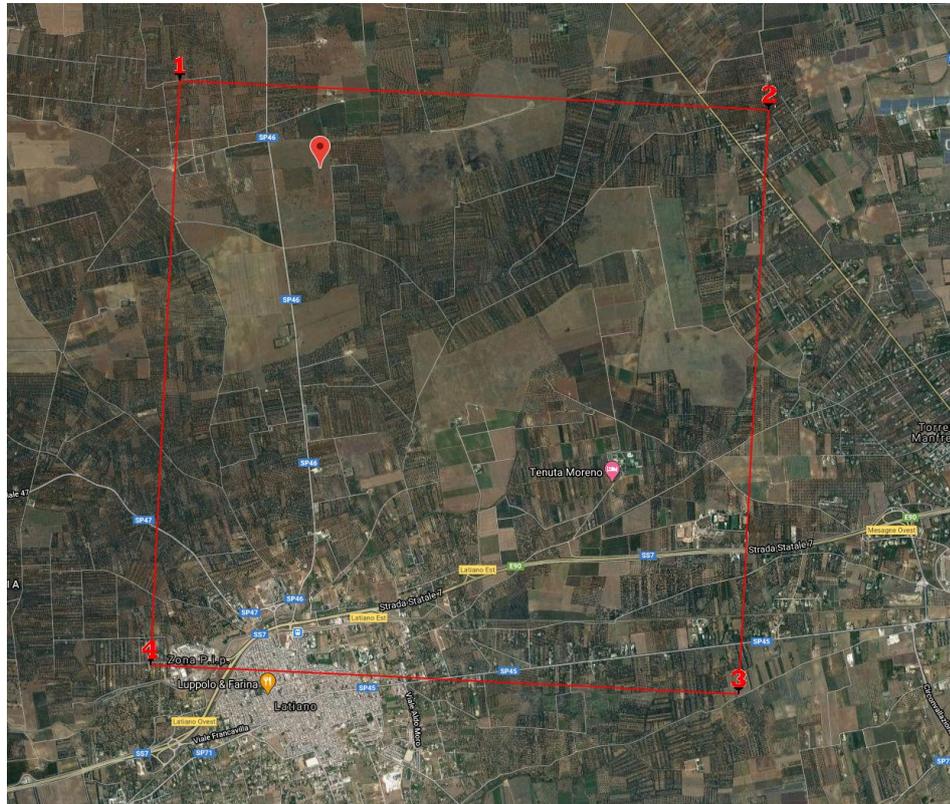
PARAMETRI DI INGRESSO PER LE FORME SPETTRALI NELLA LOCALITÀ DI INSTALLAZIONE A LATIANO (BR)

TABELLA 1: AREA 1

LATITUDINE [ED50/WSG84]	LONGITUDINE [ED50/WSG84]
40,598553 / 40.597573	17,721032 / 17.720242
CLASSE DELL'EDIFICIO	IV
VITA NOMINALE STRUTTURA	100 ANNI

#### 1.1.1. SITO DI RIFERIMENTO

POSIZIONE DEL PUNTO (SITO DI INTERESSE) RISPETTO ALLA GRIGLIA REGOLARE CHE COPRE TUTTO IL TERRITORIO NAZIONALE (NODI IN CUI È CALCOLATA L'ACCELERAZIONE SISMICA MASSIMA ATTESA):

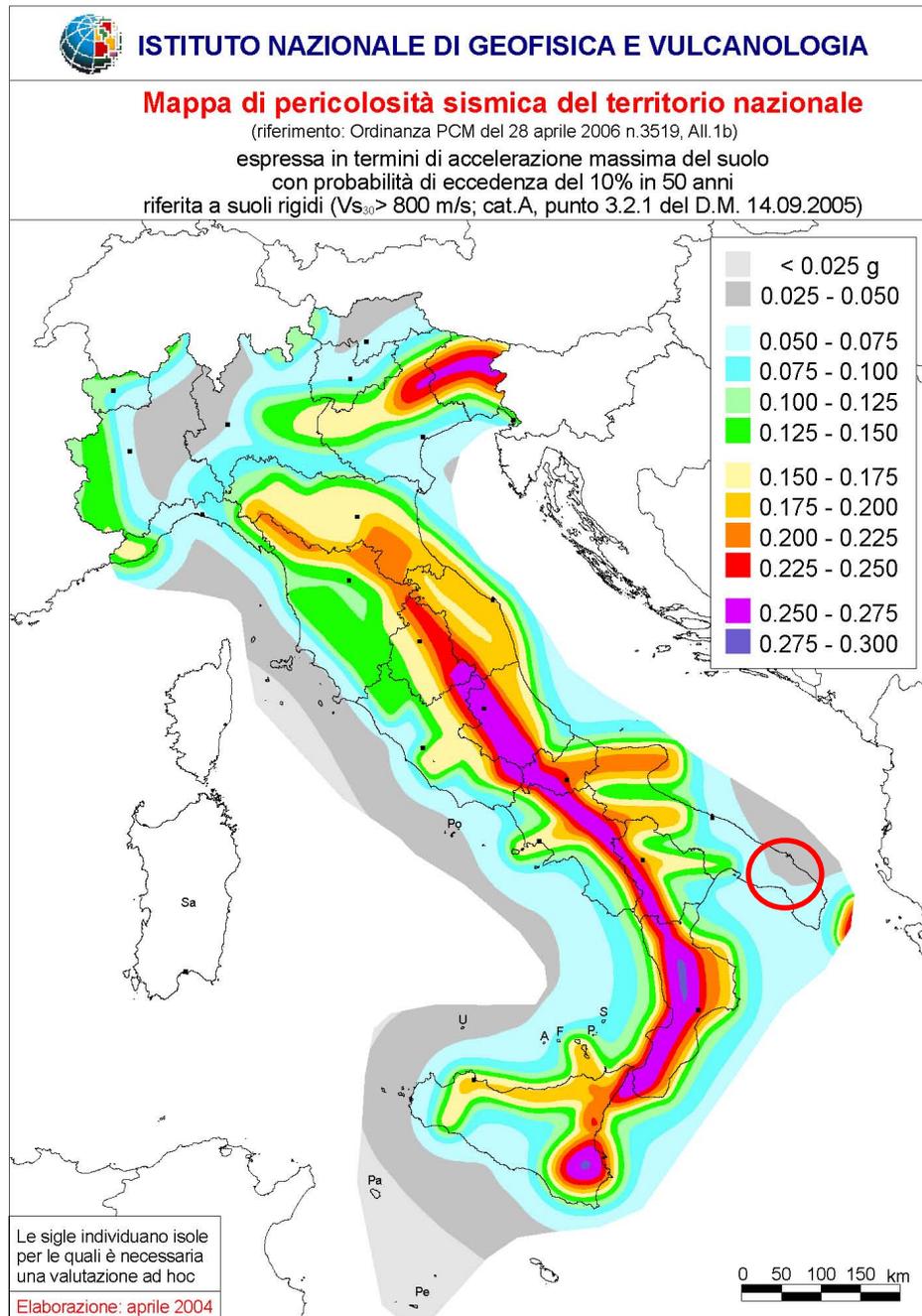


**FIGURA 3: QUADRILATERI DI RIFERIMENTO**

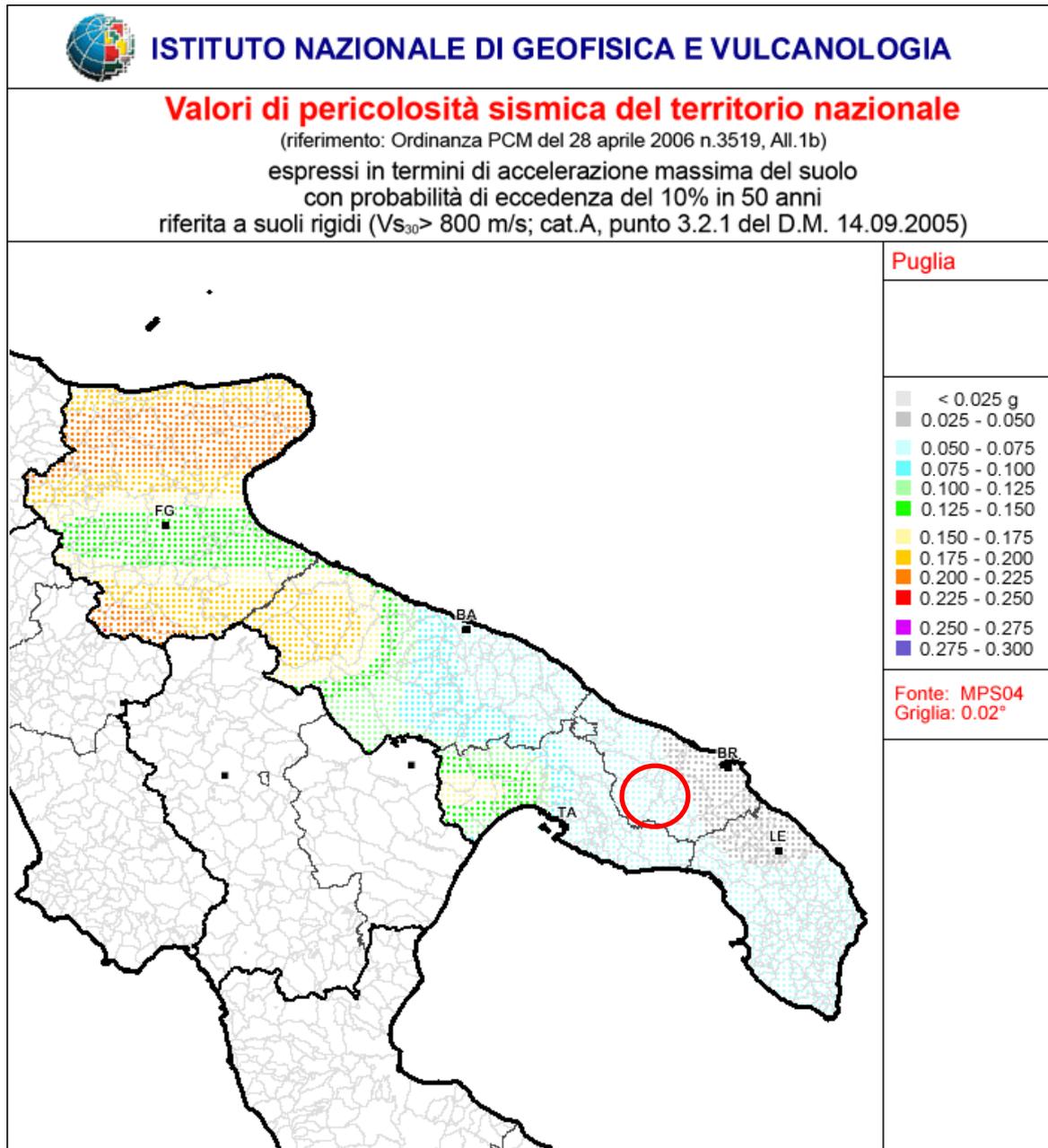
### 1.1.2. PARAMETRI DI PERICOLOSITÀ SISMICA

**TABELLA 2: PARAMETRI PER TERRENO TIPO B**

"STATO LIMITE"	$T_R$ [ANNI]	$A_G$ [G]	$F_0$ [-]	$T^*_c$ [S]
OPERATIVITÀ	120	0.032	2.407	0.342
DANNO	201	0.038	2.506	0.375
SALVAGUARDIA VITA	1898	0.065	2.946	0.503
PREVENZIONE COLLASSO	2475	0.069	3.006	0.518



**FIGURA 4: MAPPA DI PERICOLOSITÀ SISMICA – APRILE 2004**



**FIGURA 5: MAPPA DI PERICOLOSITÀ SISMICA IN DETTAGLIO SU AREA D'INTERESSE – APRILE 2004**

## 1.2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO, GEOMORFOLOGICO E IDROGEOLOGICO.

IL TERRITORIO SI ESTENDE NELL'AREA OVEST DEL CAPOLUOGO (BRINDISI), A NORD DEL CENTRO ABITATO DI LATIANO, POSTA AD UNA QUOTA TOPOGRAFICA DI CIRCA 100 M S.L.M..

L'ASPETTO MORFOLOGICO DELL'AREA INDAGATA, RISPECCHIA IN LARGA PARTE QUELLO TIPICO DEL TERRITORIO SALENTINO: PRESENZA DI ALTI MORFOLOGICO-STRUTTURALI (HORST), ALTERNATI A DEPRESSIONI MORFOLOGICHE (GRABEN), SULLE QUALI SI IMPOSTANO I SEDIMENTI CARATTERIZZANTI LE FORMAZIONI GEOLOGICHE PIÙ RECENTI.

IL SITO D'INTERVENTO SI ESTENDE IN UN CONTESTO TERRITORIALE CARATTERIZZATO DA UNA MORFOLOGIA PIUTTOSTO DOLCE CHE SI MOVIMENTA SOLTANTO IN CORRISPONDENZA DEGLI AFFIORAMENTI CALCAREI.

L'IDROGRAFIA SUPERFICIALE È ASSENTE. LE RARE LINEE DI DEFLUSSO SUPERFICIALE SERVONO ESCLUSIVAMENTE A CONVOGLIARE LE ACQUE METEORICHE VERSO ZONE TOPOGRAFICAMENTE DEPRESSE.

DA UN PUNTO DI VISTA GEOLOGICO, IL RILIEVO HA EVIDENZIATO NELL'AREA IN ESAME L'ESISTENZA IN AFFIORAMENTO DI UNA SOLA FORMAZIONE.

SI TRATTA DI UNA POTENTE SUCCESSIONE CARBONATICA DI PIATTAFORMA COSTITUITA DA STRATI E BANCHI DI CALCARI E CALCARI DOLOMITICI DEL CRETACEO SUPERIORE. TALE SUCCESSIONE, CHE COSTITUISCE IL DEPOSITO PIÙ ANTICO DELL'AREA, È RIPORTATA NELLA CARTOGRAFIA GEOLOGICA UFFICIALE (FOGLIO 214) NELL'UNITÀ INFORMALE DEI "CALCARI DI MELISSANO". PER LE ANALOGIE NEI CARATTERI DI LITOFACIES E IN ACCORDO CON LA BIBLIOGRAFIA GEOLOGICA PIÙ RECENTE (CIARANFI ET ALII, 1988), TALE FORMAZIONE VERRÀ INDICATA COME CALCARI DI ALTAMURA.

TALE FORMAZIONE È COSTITUITA DA CALCARI BIOCLASTICI, BIANCHI O GRIGIASTRI DI NORMA SUB-CRISTALLINI E TENACI, A LUOGHI LAMINARI, NEI QUALI SI INTERCALANO LIVELLI DI CALCARI DOLOMITICI E DOLOMIE GRIGIO-SCURE O NOCCIOLA. LA PERCENTUALE DI DOLOMIA AUMENTA IN GENERE GRADUALMENTE CON LA PROFONDITÀ. ESSA SI PRESENTA CON UN GRADO DI FRATTURAZIONE E CARSIFICAZIONE DA ELEVATO A BASSO. DA UN PUNTO DI VISTA PETROGRAFICO QUESTI CALCARI SONO COSTITUITI IN PREVALENZA DA MICRITI PIÙ O MENO FOSSILIFERE ED INTRACLASTICHE, RARAMENTE DA BIOMICRITI. IN QUESTE ULTIME IL CONTENUTO IN MACROFOSSILI È RAPPRESENTATO DA FRAMMENTI DI MOLLUSCHI E DA RUDISTE ANCHE DI NOTEVOLE DIMENSIONI. IN ALCUNI CAMPIONI NELLA MASSA DI FONDO MICRITICA SONO EVIDENTI PLAGHE CHIARE DOVUTE A CALCITE CRISTALLINA A GRANA FINE O FINISSIMA. LA STRATIFICAZIONE È SEMPRE EVIDENTE CON STRATI DI SPESSORE VARIABILE DA 20 A 50 CM, TALORA SI RINVENGONO BANCHI FINO A 1.5 METRI, MENTRE LE PENDENZE SONO ESTREMAMENTE BASSE CON ANGOLI CHE RARAMENTE SUPERANO I 10°. LO STILE È CARATTERIZZATO DA UN ANDAMENTO A PIEGHE AD AMPIO RAGGIO DI CURVATURA. IN BASE AI DATI FORNITI DALL'AGIP, IN SEGUITO ALLA PERFORAZIONE PETROLIFERA VICINO UGENTO, LO SPESSORE MASSIMO DELLA FORMAZIONE SI AGGIRA INTORNO AI 640 METRI.



D. E. A.

ING. GIOVANNI LUCA D'AMATO

VIA BENEDETTO CROCE, 23 – 73100 – LECCE

TEL. 0832 194 07 01 – FAX 0832 194 07 02

Email: gl.damato@associatidea.com

PEC: giovanniluca.damato@ingpec.eu



**S.T.C. s.r.l.**

Via Vito Mario Stampacchia, 48 – 73100 Lecce  
Direttore Tecnico: Ing. Fabio Calcarella

---

L'ORIGINE È BIOCHIMICA PER I CALCARI E SECONDARIA PER LE DOLOMIE.

PER QUANTO RIGUARDA IL LORO AMBIENTE DEPOSIZIONALE, ESSO È DI MARE POCO PROFONDO, DI PIATTAFORMA INTERNA; INOLTRE, DATA L'ELEVATA POTENZA DELLA SUCCESSIONE, APPARE CHIARO CHE L'AMBIENTE DI SEDIMENTAZIONE HA POTUTO MANTENERSI PRESSOCHÉ IMMUTATO PER EFFETTO DI UNA COSTANTE SUBSIDENZA.

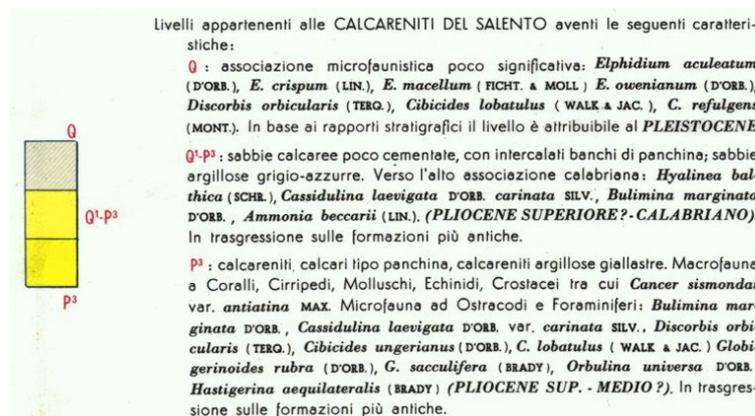
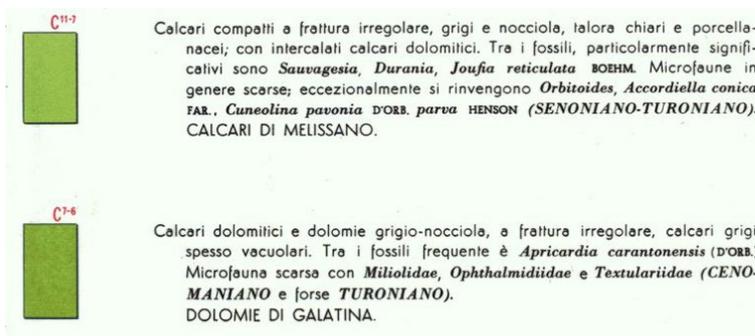
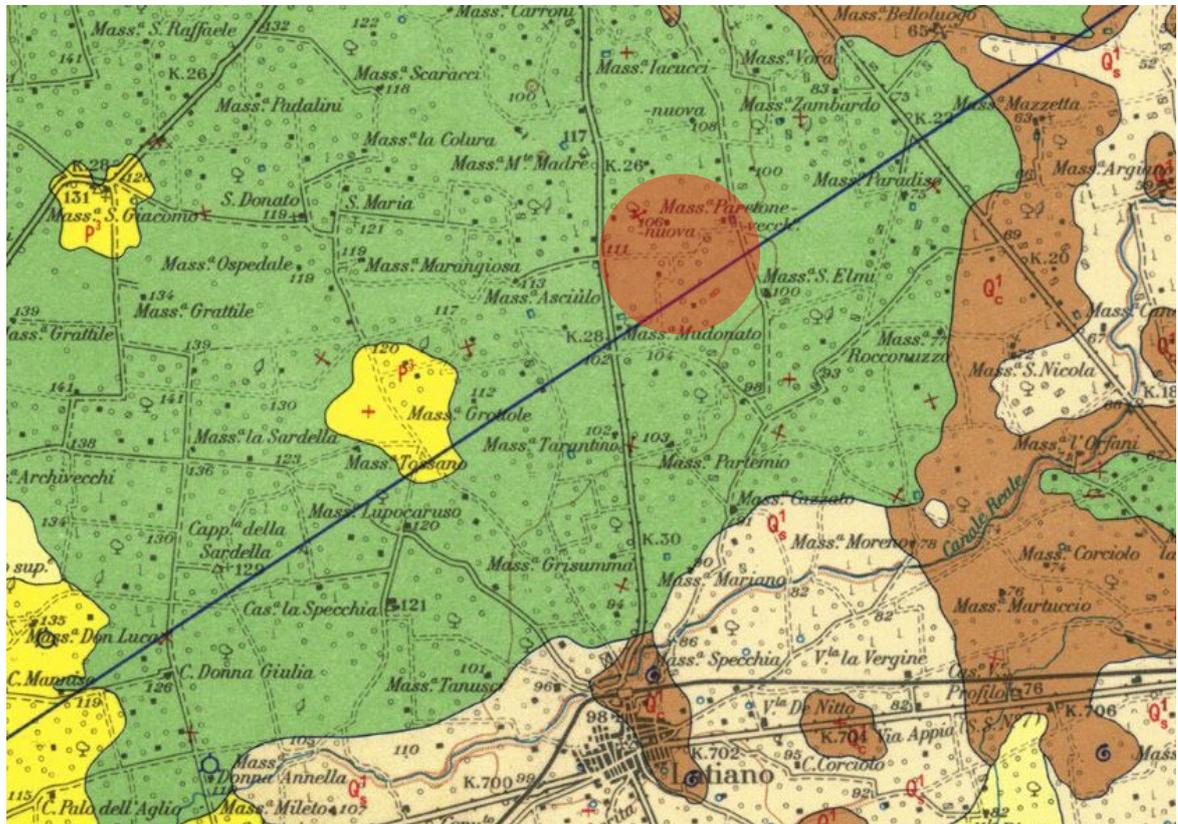


FIGURA 6: STRALCIO DELLA CARTA GEOLOGICA D'ITALIA – GALLIPOLI FOGLIO 214 – IN ROSSO L'AREA DI INTERESSE

### **1.2.1. IDROGEOLOGIA**

DAL PUNTO DI VISTA IDROGEOLOGICO, SI È APPURATA LA PRESENZA DI UNA SOLA FALDA ACQUIFERA PROFONDA CONOSCIUTA COME FALDA COSTIERA O CARSICA AD UNA PROFONDITÀ DI CIRCA 50 M.

### **1.2.2. INDAGINI E PROVE GEOTECNICHE**

IL PROGRAMMA D'INDAGINI GEOGNOSTICHE, PER LA REDAZIONE DEL PRESENTE PROGETTO DEFINITIVO, ELABORATO DAL GEOLOGO DOTT. MARCELLO DE DONATIS, È STATA ESEGUITA IN OTTEMPERANZA AL D.M. 17/01/2018 E AL D.M. LL. PP. DEL 11/03/1988.

TALE ATTIVITÀ È STATA CONDOTTA ESEGUENDO:

- UN RILIEVO DI SUPERFICIE FINALIZZATO ALL'INQUADRAMENTO GEO-MORFOLOGICO E IDROGEOLOGICO;
- UN PROFILO SISMICO A RIFRAZIONE PER CARATTERIZZARE MECCANICAMENTE IL LITOTIPO FONDALE, PER UNA LUNGHEZZA DI 44 METRI;
- UN PROFILO SISMICO PASSIVO RE.MI. PER INDIVIDUARE LA CATEGORIA SISMICA DI SUOLO.

PER MAGGIORI DETTAGLI SUI RISULTATI SI RIMANDA ALLA RELAZIONE GEOLOGICA REDATTA DAL GEOLOGO DOTT. MARCELLO DE DONATIS, DOCUMENTO CHE COSTITUISCE PARTE INTEGRANTE DELLA PRESENTE RELAZIONE GEOTECNICA.

### **1.3. CARATTERIZZAZIONE MECCANICA E MODELLO GEOTECNICO DEI TERRENI**

LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE È STATA REDATTA SULLA BASE DELL'INTERPRETAZIONE DELLE SPECIFICHE PROVE IN SITO. DAI RISULTATI DELLE INDAGINI GEOLOGICHE E DALLA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA SI SONO DESUNTE LE CARATTERISTICHE FISICO-MECCANICHE PER LE UNITÀ LITOSTRATIGRAFICHE INTERESSATE DALLA COSTRUZIONE DELL'OPERA.

**TABELLA 3: CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI SUBSTRATI RINVENUTI NEL SITO DI INTERESSE**

Angolo di attrito	(°)	33
R.Q.D.	(%)	47
E, Modulo elastico	(kg/cmq)	90.000
Coesione	(kg/cmq)	1.2
Peso di volume	(gr/cmc)	2.37
Modulo di Poisson		0.35
Modulo di reazione	(Kg/cmc)	10.0

**N.B.: CON IL PROGETTO ESECUTIVO SARANNO ESEGUITE INDAGINI GEOGNOSTICHE SU OGNI SITO DI COSTRUZIONE, CON RELATIVO APPROFONDIMENTO DEI CARATTERI GEOTECNICI DEI VARI LITOTIPI RICONTRATI IN QUESTA FASE DI INDAGINE.**

AVENDO RICONTRATO CHE L'INDAGINE GEOFISICA DI RIFERIMENTO HA EVIDENZIATO PER L'AREA IN ESAME UNA PROFONDITÀ DEL BEDROCK RIGIDO INFERIORE A 3 M, SI RICAVA UNA ATTRIBUZIONE ALLA CATEGORIA DI SUOLO "A" DI **[1]**:

"AMMASSI ROCCIOSI AFFIORANTI O TERRENI MOLTO RIGIDI CARATTERIZZATI DA VALORI DI VELOCITÀ DELLE ONDE DI TAGLIO SUPERIORI A 800 M/S, EVENTUALMENTE COMPREDENTI IN SUPERFICIE TERRENI DI CARATTERISTICHE MECCANICHE PIÙ SCADENTI CON SPESSORE MASSIMO PARI A 3 M"

## 2. VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE FONDAZIONI

LE VERIFICHE DELLA SICUREZZA IN FONDAZIONE SONO CONDOTTE NEI RIGUARDI DELLO STATO LIMITE ULTIMO E DELLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO.

LE VERIFICHE NEI RIGUARDI DELLO STATO LIMITE ULTIMO (SLU) PREVISTE DALLA NORMATIVA SONO:

**EQU:** PERDITA DI EQUILIBRIO DELLA STRUTTURA, DEL TERRENO O DELL'INSIEME TERRENO-STRUTTURA, CONSIDERATI COME CORPI RIGIDI;

**STR:** RAGGIUNGIMENTO DELLA RESISTENZA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI, COMPRESI GLI ELEMENTI DI FONDAZIONE;

**GEO:** RAGGIUNGIMENTO DELLA RESISTENZA DEL TERRENO INTERAGENTE CON LA STRUTTURA CON SVILUPPO DI MECCANISMI DI COLLASSO DELL'INSIEME TERRENO-STRUTTURA;

**ULP:** PERDITA DI EQUILIBRIO DELLA STRUTTURA O DEL TERRENO, DOVUTA ALLA SOTTO-SPINTA DELL'ACQUA (GALLEGGIAMENTO);

**HYD:** EROSIONE E SIFONAMENTO DEL TERRENO DOVUTA A GRADIENTI IDRAULICI.

**VERIFICHE EQU:** L'EDIFICIO È SOGGETTO AD AZIONI DI TIPO VERTICALE E ORIZZONTALE. COME SI EVINCE DAL DIAGRAMMA DELLE PRESSIONI SUL TERRENO DI FONDAZIONE, QUESTE ULTIME SONO TUTTE DI COMPRESSIONE. PERTANTO ESSENDO LE PRESSIONI DI COMPRESSIONE, SICURAMENTE NON SI HANNO FENOMENI DI PERDITA DI EQUILIBRIO DELLA STRUTTURA.

**VERIFICHE STR:** LE VERIFICHE DI RESISTENZA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI DI FONDAZIONE SONO STATE ESEGUITE CONTESTUALMENTE ALLA VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI IN ELEVAZIONE. LE RELATIVE VERIFICHE SONO RIPORTATE NELLA RELAZIONE DI CALCOLO;

**VERIFICHE GEO:** LE VERIFICHE DI RESISTENZA DEL TERRENO INTERAGENTE CON LA STRUTTURA SONO CONDOTTE CONFRONTANDO I VALORI DI RESISTENZA CON QUELLI DI PROGETTO, SECONDO L'**APPROCCIO 2**, COME RIPORTATO NELLE PAGINE SEGUENTI.

**VERIFICHE UPL E HYD :** POICHÉ NEL TERRENO DI FONDAZIONE RISCONTRATO IN SITO NON VI È LA PRESENZA DI FALDA AFFIORANTE E/O SUPERFICIALE, NON SI HANNO FENOMENI DI GALLEGGIAMENTO O DI SIFONAMENTO.

## 2.1. VERIFICHE GEO

LA VERIFICA DI RESISTENZA DEL TERRENO INTERAGENTE CON LA STRUTTURA È CONDOTTA CON L'APPROCCIO 1 CON LA COMBINAZIONE (A2 + M2 + R2). MEDIANTE TALE APPROCCIO I PARAMETRI DI RESISTENZA DEL TERRENO SONO RIDOTTI TRAMITE I COEFFICIENTI DEL GRUPPO M2 E LA RESISTENZA GLOBALE DEL SISTEMA TRAMITE I COEFFICIENTI  $\gamma_R$  DEL GRUPPO R2; NELL'USO DI QUESTA COMBINAZIONE, LE AZIONI DI PROGETTO IN FONDAZIONE DERIVANO DA ANALISI STRUTTURALI CHE DEVONO ESSERE SVOLTE IMPIEGANDO I COEFFICIENTI PARZIALI DEL GRUPPO A2. PER LA VERIFICA DELLA CAPACITÀ PORTANTE DEL TERRENO DI FONDAZIONE RISULTA ESSERE:

$$\gamma_R = 1.80$$

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

Tabella 6.4.I – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

## 2.2. VERIFICHE STR

LA VERIFICA DI RESISTENZA DELLE STRUTTURE DI FONDAZIONE È CONDOTTA CON L'APPROCCIO 1 IN COMBINAZIONE 1 (A1 + M1 + R1) CONSIDERANDO TUTTE LE VARIE COMBINAZIONI DI CARICO AGENTI SULLE STRUTTURE DI FONDAZIONE, COMPRESSE LE COMBINAZIONI DI CARICO DERIVANTI DALLA PRESENZA DELL'AZIONE SISMICA. MEDIANTE

TALE APPROCCIO I PARAMETRI DI RESISTENZA DEL TERRENO SONO RIDOTTI TRAMITE I COEFFICIENTI DEL GRUPPO **M1** E LA RESISTENZA GLOBALE DEL SISTEMA TRAMITE I COEFFICIENTI  $\gamma_R$  DEL GRUPPO **R1**; NELL'USO DI QUESTA COMBINAZIONE, LE AZIONI DI PROGETTO IN FONDAZIONE DERIVANO DA ANALISI STRUTTURALI CHE DEVONO ESSERE SVOLTE IMPIEGANDO I COEFFICIENTI PARZIALI DEL GRUPPO **A1**. È UTILE PRECISARE CHE IL COEFFICIENTE A1, IN CAMPO SISMICO, ASSUME VALORE UNITARIO.

PER LA VERIFICA DELLA CAPACITÀ PORTANTE DEL TERRENO DI FONDAZIONE RISULTA ESSERE:

$$\gamma_R = 1.00$$

**Tabella 6.2.I** – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

**Tabella 6.2.II** – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

**Tabella 6.4.I** – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

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). NELL'ANALISI PSEUDO-STATICA, MODELLANDO L'AZIONE SISMICA ATTRAVERSO LA SOLA COMPONENTE ORIZZONTALE, TALI EFFETTI POSSONO ESSERE PORTATI IN CONTO MEDIANTE L'INTRODUZIONE DI COEFFICIENTI SISMICI RISPETTIVAMENTE DENOMINATI  $K_{HI}$  E  $K_{HK}$ , 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. I COEFFICIENTI SISMICI DEFINISCONO, QUINDI, L'ALIQUOTA DI PESO ECCITATO DAL SISMA. NEL CASO DI FONDAZIONI SUPERFICIALI È

LECITO, IN ACCORDO ALLE PRESCRIZIONI DEL D.M. 17/01/2018 E DELLA CIRCOLARE N.7 DEL 12/02/2019, CONSIDERARE UNA RIDUZIONE DEI COEFFICIENTI SISMICI. TALE AFFERMAZIONE È GIUSTIFICATA DAL FATTO CHE LE FONDAZIONI SUPERFICIALI, DOTATE DI INERZIA, SONO SOGGETTE NON ALLA TOTALITÀ DELL'AZIONE SISMICA MA SOLO AD UNA SUA FRAZIONE. TALE FRAZIONE È DEFINITA DA UN COEFFICIENTE RIDUTTIVO BS (SEMPRE MINORE DI 0,30) CHE TIENE IN CONTO I POTENZIALI MECCANISMI DUTTILI IN GRADO DI SVILUPParsi ALL'INTERFACCIA TERRENO-FONDAZIONE.

### **2.3. CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE DELLE STRUTTURE DI FONDAZIONE**

LA TIPOLOGIA DI FONDAZIONE PRESCELTA È LA PLATEA CONTINUA SU CUI SI ATTESTANO LE PARETI CONTROTERRA E I PILASTRI.

LA VERIFICA DI STABILITÀ DELL'INSIEME TERRENO-FONDAZIONE AVVIENE MEDIANTE LA DETERMINAZIONE DELLA CAPACITÀ PORTANTE  $Q_{lim}$ , LA QUALE RAPPRESENTA LA PRESSIONE MASSIMA CHE UNA FONDAZIONE PUÒ TRASMETTERE AL TERRENO IN RELAZIONE AI TRE MECCANISMI DI ROTTURA FONDAMENTALI: ROTTURA GENERALE, ROTTURA LOCALE E PUNZONAMENTO.

PER QUANTO RIGUARDA I TRE MECCANISMI DI ROTTURA SOPRA MENZIONATI, È POSSIBILE OSSERVARE CHE NEL CASO DI TERRENO DENSO (O COMPATTO) I PIANI DI ROTTURA SI ESTENDONO FINO A RAGGIUNGERE LA SUPERFICIE DEL PIANO CAMPAGNA (ROTTURA GENERALE), NEL CASO DI MATERIALE SCIOLTO (O POCO CONSISTENTE) LE SUPERFICI DI ROTTURA INTERESSANO SOLO LA ZONA IN PROSSIMITÀ DEL CUNEO SOTTOSTANTE LA FONDAZIONE E NON SI ESTENDONO LATERALMENTE (ROTTURA LOCALE); NEL CASO DI MATERIALE MOLTO SCIOLTO (O MOLLE) LE SUPERFICI DI ROTTURA COINCIDONO PRATICAMENTE CON LE FACCE LATERALI DEL CUNEO (PUNZONAMENTO). ATTUALMENTE NON SI DISPONE DI CRITERI QUANTITATIVI PER INDIVIDUARE A PRIORI IL TIPO DI MECCANISMO DI ROTTURA, ANCHE SE ESISTONO INDICAZIONI A LIVELLO QUALITATIVO PER IDENTIFICARE IL TIPO DI ROTTURA PIÙ PROBABILE. AD OGGI, NON SONO REPERIBILI IN LETTERATURA SOLUZIONI ANALITICHE PER LO STUDIO DEL MECCANISMO DI ROTTURA LOCALE, MENTRE ESISTONO NUMEROSE SOLUZIONI ANALITICHE PER LA STIMA DEL CARICO LIMITE PER LO SCHEMA DI ROTTURA GENERALE.

I DUE PRINCIPALI STUDI TEORICI PER IL CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE, DAI QUALI DERIVA LA MAGGIOR PARTE DELLE SOLUZIONI PROPOSTE SUCCESSIVAMENTE, SONO STATI CONDOTTI DA PRANDTL (1920) E TERZAGHI (1943), PER FONDAZIONE NASTRIFORME (PROBLEMA PIANO) UTILIZZANDO IL METODO DELL'EQUILIBRIO LIMITE (SOLUZIONE A VANTAGGIO DI SICUREZZA). ENTRAMBI SCHEMATIZZANO IL TERRENO COME UN MEZZO CONTINUO, OMOGENEO E ISOTROPO, A COMPORTAMENTO RIGIDO PLASTICO E PER IL QUALE VALE IL CRITERIO DI ROTTURA DI MOHR-COULOMB.

NON ESISTE, ATTUALMENTE ALCUN METODO PER DETERMINARE, SE NON QUALITATIVAMENTE, LA CAPACITÀ PORTANTE

DI UNA FONDAZIONE SUPERFICIALE; OGNI METODO PROPOSTO IN LETTERATURA È CARATTERIZZATO DA VALIDAZIONE SPERIMENTALE E SI RIFERISCE A PARTICOLARI MODELLI DI FONDAZIONE. NE CONSEGUE CHE NON ESISTE UN METODO ESATTO PER LA DETERMINAZIONE DELLA SU UN TERRENO REALE, MA SOLO UNA FAMIGLIA DI FORMULE APPROSSIMATE TRINOMIE. IN PARTICOLARE LA FORMULAZIONE GENERALE, PROPOSTA DA VESIC NEL 1975 E DI SEGUITO RIPROPOSTA, È UNA FORMULA TRINOMIA OTTENUTA, PER SOVRAPPOSIZIONE DI EFFETTI, DALLA SOMMA DI TRE COMPONENTI, CHE RAPPRESENTANO RISPETTIVAMENTE I CONTRIBUTI DI: COESIONE E ATTRITO INTERNO DI UN TERRENO PRIVO DI PESO E DI SOVRACCARICHI; ATTRITO INTERNO DI UN TERRENO PRIVO DI PESO MA SOTTOPOSTO ALL'AZIONE DI UN SOVRACCARICO Q; ATTRITO INTERNO DI UN TERRENO DOTATO DI PESO E PRIVO DI SOVRACCARICO. OGNI COMPONENTE VIENE CALCOLATA IN RELAZIONE ALLE CONDIZIONI AL CONTORNO MEDIANTE L'APPLICAZIONE FATTORI CORRETTIVI COSÌ DENOMINATI: FATTORE DI FORMA, FATTORE DI CAPACITÀ PORTANTE, FATTORE DI PROFONDITÀ, FATTORE DI INCLINAZIONE DEL CARICO, FATTORE DI INCLINAZIONE DELLA BASE, FATTORE DI INCLINAZIONE DEL PIANO CAMPAGNA. SI RIPORTA DI SEGUITO LA FORMULAZIONE GENERALE PER LA DETERMINAZIONE DELLA CAPACITÀ PORTANTE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI PROPOSTA DA VESIC NEL 1975.

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + \frac{1}{2} \gamma \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

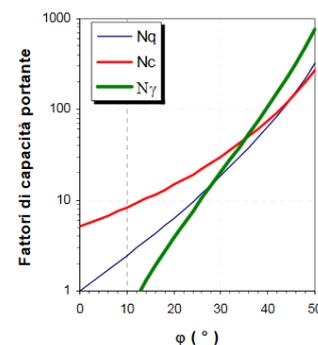
DOVE:

$N_c, N_q, N_\gamma$	fattore di capacità portante
$s_c, s_q, s_\gamma$	fattore di forma
$d_c, d_q, d_\gamma$	fattore di profondità
$g_c, g_q, g_\gamma$	fattore di inclinazione del pino campagna
$b_c, b_q, b_\gamma$	fattore di inclinazione della base
$i_c, i_q, i_\gamma$	fattore di inclinazione del carico

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \phi} \cdot \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \phi$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \phi$$



**FIGURA 7 – FATTORI DI CAPACITÀ PORTANTE, TERZAGHI 1943**

Valore di $\phi$	$d_c$	$d_q$	$d_r$
$\phi = 0$ argilla saturata in condizioni non drenate	$\frac{D}{B'} \leq 1$ $1 + 0,4 \cdot \frac{D}{B'}$	1	1
$\frac{D}{B'} > 1$	$1 + 0,4 \cdot \arctan\left(\frac{D}{B'}\right)$		
$\phi > 0$ sabbia e argilla in condizioni drenate	$d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \tan \phi}$	$\frac{D}{B'} \leq 1$ $1 + 2 \cdot \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2 \cdot \frac{D}{B'}$	1
		$\frac{D}{B'} > 1$ $1 + 2 \cdot \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2 \cdot \arctan\left(\frac{D}{B'}\right)$	

**FIGURA 8 – FATTORI DI PROFONDITÀ, VESIC 1975**

Terreno	$i_c$	$i_q$	$i_r$
$\phi = 0$ argilla saturata in condizioni non drenate	$1 - \frac{m \cdot H}{B' \cdot L \cdot c_u \cdot N_c}$	1	1
$c > 0, \phi > 0$ argilla in condizioni drenate	$i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan \phi}$	$\left[1 - \frac{H}{V + B' \cdot L \cdot c' \cdot \cot g \phi'}\right]^{m+1}$	$\left[1 - \frac{H}{V + B' \cdot L \cdot c' \cdot \cot g \phi'}\right]^{m+1}$
$c = 0$ sabbia	-	$\left(1 - \frac{H}{V}\right)^m$	$\left(1 - \frac{H}{V}\right)^{m+1}$
$m = m_L \cdot \cos^2 \vartheta$ $+ m_B \cdot \sin^2 \vartheta$	$m_B = \frac{2 + \frac{B'}{L'}}{1 + \frac{L'}{B'}}$	$m_L = \frac{2 + \frac{L'}{B'}}{1 + \frac{L'}{B'}}$	$\vartheta$ è l'angolo fra la direzione del carico proiettata sul piano di fondazione e la direzione di L

**FIGURA 9 – FATTORI DI INCLINAZIONE CARICO, VESIC 1975**

$b_c$	$b_q$	$b_r$
$b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \cdot \tan \phi}$	$(1 - \varepsilon \cdot \tan \phi)^2$	$(1 - \varepsilon \cdot \tan \phi)^2$

**FIGURA 10 – FATTORI DI INCLINAZIONE DELLA BASE, HANSEN 1970**

LA VERIFICA DELLE FONDAZIONI SUPERFICIALI IN CAMPO SISMICO SI SVOLGE, IN ACCORDO ALLE PRESCRIZIONI DEL D.M. 17/01/2018 E DELLA CIRCOLARE N. 7 DEL 12/02/2019, CONSIDERANDO CHE L'AZIONE SISMICA VIENE EQUIPARATA AD UNA FORZA DI INTENSITÀ COSTANTE NEL TEMPO, CALCOLATA USUALMENTE COME FRAZIONE DEL PESO DELL'OPERA. GLI EFFETTI INERZIALI E CINEMATICALI VENGONO INGLOBATI ALL'INTERNO DEI COEFFICIENTI SISMICI KHI E KHK E DEL COEFFICIENTE RIDUTTIVO BS. IN PARTICOLARE 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. L'EFFETTO CINEMATICO MODIFICA IL SOLO COEFFICIENTE  $N_I$  IN FUNZIONE DEL COEFFICIENTE SISMICO  $K_{HK}$ ; IL FATTORE  $N_I$  VIENE QUINDI MOLTIPLICATO SIA PER IL COEFFICIENTE CORRETTIVO DELL'EFFETTO INERZIALE, SIA PER IL COEFFICIENTE CORRETTIVO PER L'EFFETTO CINEMATICO.

SI È RILEVATO CHE LE FORZE D'INERZIA GENERATE DALL'EVENTO SISMICO, CHE INTERESSANO LE MASSE DELLA SOVRASTRUTTURA E DEL TERRENO, IN PRESENZA DI LITOLOGIA SABBIOSA MODIFICANO SENSIBILMENTE QUELLA CHE È LA PORTATA DI UNA FONDAZIONE SUPERFICIALE RISPETTO ALLA SUA NORMALE CONDIZIONE DI SOLLECITAZIONE STATICA. SONO PERTANTO STATI SVILUPPATI METODI SPECIFICI PER TENERE CONTO DI QUESTA SITUAZIONE; ALCUNI DI ESSI SI PROPONGONO DI VALUTARE LA PORTATA IN CONDIZIONI SISMICHE MANTENENDO LA STRUTTURA TRINOMIA MODIFICANDO I FATTORI DI CAPACITÀ PORTANTE RISPETTO AL CASO STATICO, MENTRE ALTRI CRITERI SONO STATI ELABORATI A PARTIRE DA APPROCCI DIVERSI. IL CRITERIO DI VALUTAZIONE DELLA CAPACITÀ PORTANTE IN ZONA SISMICA, UTILIZZATO NEL PRESENTE PROGETTO, È QUELLO DI PAOLUCCI E PECKER (1997), OVE SI AFFERMA CHE IL RUOLO GIOCATO DALL'INERZIA DEL TERRENO È PIUTTOSTO TRASCURABILE RISPETTO A QUELLO SVOLTO DALLE FORZE SISMICHE TRASMESSE ALLA FONDAZIONE DALLA SOVRASTRUTTURA.

PAOLUCCI E PECKER (1997) BASANO LE LORO CONSIDERAZIONI SU UNA FONDAZIONE SOGGETTA A SFORZO NORMALE, TAGLIO ORIZZONTALE E MOMENTO TRASMESSO DALLA SOVRASTRUTTURA, OLTRE AI SOVRACCARICHI LATERALI Q ED ALLE FORZE D'INERZIA VERTICALI E ORIZZONTALI CHE NASCONO PER EFFETTO DEL SISMA SULLA MASSA DEL TERRENO. I RISULTATI OTTENUTI, SULLA BASE DELLA CLASSICA STRUTTURA TRINOMIA DI CAPACITÀ PORTANTE ALLA TERZAGHI (1943), FORNISCONO DEI COEFFICIENTI IN GRADO DI TENERE CONTO DEL CARICO ORIZZONTALE, DELL'INERZIA DEL SUOLO E DELL'ECCENTRICITÀ, MODIFICANDO IN TAL MODO LA CAPACITÀ PORTANTE STATICA DEL TERRENO. LA FORMULAZIONE DEFINITIVA RISULTA ESSERE LA SEGUENTE:

$$q_{lim,e} = q_{lim,s} \cdot v_h \cdot v_e \cdot v_i$$

CON I SEGUENTI COEFFICIENTI CORRETTIVI:

FORZA ORIZZONTALE:

$$v_h = \left(1 - \frac{T}{0,85 \cdot N}\right)^3$$

ECCENTRICITÀ DEL CARICO

$$v_e = \left(1 - \frac{e}{0,70 \cdot B}\right)^{1,8}$$

PER  $E/B \leq 0,30$

INERZIA DEL TERRENO

$$v_i = \left(1 - \frac{k_h}{\text{TAN } \phi}\right)^{0,35}$$

### 3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

NEL CORSO DELLA RELAZIONE SI È FATTO RIFERIMENTO A VARIE NORME E PUBBLICAZIONI TECNICHE ELENcate QUI DI SEGUITO. SI PRECISA CHE I NUMERI MANCANTI RIGUARDANO RIFERIMENTI CONTENUTI IN ARCHIVIO, NON UTILIZZATI NELLA PRESENTE RELAZIONE.

- [1] D.M. 17.01.2018 – AGGIORNAMENTO DELLE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI
- [2] CIRCOLARE N. 7/C.S.LL.PP. DEL 12/02/2019
- [3] LEGGE 5 NOVEMBRE 1971 N. 1086 - NORME PER LA DISCIPLINA DELLE OPERE IN CONGLOMERATO CEMENTIZIO ARMATO NORMALE E PRECOMPRESSO ED A STRUTTURA METALLICA.
- [4] CIRCOLARE MINISTERO DEI LAVORI PUBBLICI 14 FEBBRAIO 1974, N.11951 - “APPLICAZIONE DELLE NORME SUL CEMENTO ARMATO”.
- [5] CIRCOLARE MINISTERO DEI LAVORI PUBBLICI 25 GENNAIO 1975, N.13229 - “L’IMPIEGO DI MATERIALI CON ELEVATE CARATTERISTICHE DI RESISTENZA PER CEMENTO ARMATO NORMALE E PRECOMPRESSO.
- [6] • C.N.R. - UNI 10011-97 - “COSTRUZIONI DI ACCIAIO: ISTRUZIONI PER IL CALCOLO, L’ESECUZIONE, IL COLLAUDO E LA MANUTENZIONE”.
- [7] • OPCM 3274 D.D. 20/03/2003 S.M.I. – “PRIMI ELEMENTI IN MATERIA DI CRITERI GENERALI PER LA CLASSIFICAZIONE SISMICA DEL TERRITORIO NAZIONALE E DI NORMATIVE TECNICHE PER LE COSTRUZIONI IN ZONA SISMICA”, E SUCCESSIVE MODIFICHE E INTEGRAZIONI (OPCM 3431 03/05/05).
- [8] D.M.LL.PP. 20 NOVEMBRE 1987 – “NORME TECNICHE PER LA PROGETTAZIONE, ESECUZIONE E COLLAUDO DEGLI EDIFICI IN MURATURA E PER IL LORO CONSOLIDAMENTO”.
- [9] CIRC. MIN.LL.PP. N.11951 DEL 14 FEBBRAIO 1992 - CIRCOLARE ILLUSTRATIVA DELLA LEGGE N. 1086.
- [10] D.M. 14 FEBBRAIO 1992 - NORME TECNICHE PER L’ESECUZIONE DELLE OPERE IN CEMENTO ARMATO NORMALE, PRECOMPRESSO E PER LE STRUTTURE METALLICHE.
- [11] CIRC. MIN.LL.PP. N.37406 DEL 24 GIUGNO 1993 – ISTRUZIONI RELATIVE ALLE NORME TECNICHE PER L’ESECUZIONE DELLE OPERE IN C.A. NORMALE E PRECOMPRESSO E PER LE STRUTTURE METALLICHE DI CUI AL D.M. 14 FEBBRAIO 1992.
- [12] D.M. 9 GENNAIO 1996 – NORME TECNICHE PER L’ESECUZIONE DELLE OPERE IN CEMENTO ARMATO NORMALE E PRECOMPRESSO E PER LE STRUTTURE METALLICHE.
- [13] CIRC. MIN. LL.PP. 15.10.1996 N.252 AA.GG./S.T.C. - ISTRUZIONI PER L’APPLICAZIONE DELLE «NORME TECNICHE PER IL CALCOLO E L’ESECUZIONE ED IL COLLAUDO DELLE STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO NORMALE E PRECOMPRESSO E PER LE STRUTTURE METALLICHE» DI CUI AL D.M. 09.01.1996.
- [14] D.M. 16 GENNAIO 1996 – NORME TECNICHE RELATIVE AI CRITERI GENERALI PER LA VERIFICA DI SICUREZZA DELLE COSTRUZIONI E DEI CARICHI E SOVRACCARICHI
- [15] CIRC. MIN.LL.PP. N.156AA.GG./S.T.C. DEL 4 LUGLIO 1996 – ISTRUZIONI PER L’APPLICAZIONE DELLE “NORME TECNICHE RELATIVE AI CRITERI GENERALI PER LA VERIFICA DI SICUREZZA DELLE COSTRUZIONI E DEI CARICHI E SOVRACCARICHI” DI CUI AL D.M. 16 GENNAIO

1996.

- [16] D.M. 16.1.1996 - NORME TECNICHE RELATIVE ALLE COSTRUZIONI IN ZONE SISMICHE
- [17] CIRC. MIN. LL.PP. 10.4.1997, N. 65 - ISTRUZIONI PER L'APPLICAZIONE DELLE "NORME TECNICHE RELATIVE ALLE COSTRUZIONI IN ZONE SISMICHE" DI CUI AL D.M. 16 GENNAIO 1996
- [18] EUROCODICE 1 - BASI DI CALCOLO ED AZIONI SULLE STRUTTURE
- [19] EUROCODICE 2 - PROGETTAZIONE DELLE STRUTTURE DI CALCESTRUZZO
- [20] EUROCODICE 3 - PROGETTAZIONE DELLE STRUTTURE DI ACCIAIO
- [21] EUROCODICE 4 - PROGETTAZIONE DELLE STRUTTURE COMPOSTE ACCIAIO-CALCESTRUZZO
- [22] EUROCODICE 5 - PROGETTAZIONE DELLE STRUTTURE DI LEGNO
- [23] EUROCODICE 6 - PROGETTAZIONE DELLE STRUTTURE DI MURATURA
- [24] EUROCODICE 7 - PROGETTAZIONE GEOTECNICA
- [25] EUROCODICE 8 -INDICAZIONI PROGETTUALI PER LA RESISTENZA SISMICA DELLE STRUTTURE

LECCE, SETTEMBRE 2020

ING, GIOVANNI LUCA D'AMATO

---

**ALLEGATI ALLA RELAZIONE GEOTECNICA:**

RELAZIONI DI CALCOLO E VERIFICA DELLE FONDAZIONI DIRETTE ESEGUITE CON IL SOFTWARE MODESt VER. 8.22.

---



PROPONENTE:

HEPV04 S.R.L.  
Via Alto Adige, 160/A - 38121 Trento (TN)  
hepv04srl@legalmail.it

MANAGEMENT:

**EHM.Solar**

EHM.SOLAR S.R.L.  
Via della Rena, 20 39100 Bolzano - Italy  
tel. +39 0461 1732700  
fax. +39 0461 1732799  
info@ehm.solar  
c.fiscale, p.iva e R.I. 03033000211

NOME COMMESSA:

**COSTRUZIONE ED ESERCIZIO IMPIANTO  
AGROVOLTAICO AVENTE POTENZA IN IMMISSIONE  
PARI A 56.500 kW E POTENZA MODULI PARI  
A 62.160 kWp CON RELATIVO COLLEGAMENTO ALLA  
RETE ELETTRICA - IMPIANTO RFVP76**

STATO DI AVANZAMENTO COMMESSA:

**PROGETTO DEFINITIVO PER AUTORIZZAZIONE UNICA  
CODICE COMMESSA:**

**HE.18.0064**

PROGETTAZIONE INGEGNERISTICA:



**STC S.r.l**

Via V. M. STAMPACCHIA, 48 - 73100 Lecce  
Tel. +39 0832 1798355  
fabio.calcarella@gmail.com - fabio.calcarella@ingpec.eu  
Direttore Tecnico: Dott. Ing. Fabio Calcarella



**4IDEA S.r.l**

Via G. Brunetti, 50 - 73019 Trepuzzi  
Tel. +39 0832 760144  
pec 4ideasrl@pec.it  
info@studioideaassociati.it

PROGETTISTA:



COLLABORATORE:

STUDI GEOTECNICI

**D.E.A.** Ing. Giovanni Luca D'Amato  
Via Benedetto Croce, 23 - 73100 Lecce  
Tel./Fax +39 0832 1940701  
gl.damato@associatidea.com



STUDI FAUNISTICI

STUDI PEDO-AGRONOMICI

CONSULENZA LEGALE

STUDIO LEGALE PATRUNO  
Via Argiro, 33 Bari  
t.f. +39 080 8693336



OGGETTO:

Relazione Geotecnica, Sismica SSE

SCALA:

n.a.

DATA:

OTTOBRE 2021

NOME FILE:

**6JUCTX0  
\_RelazioneGeotecnica\_18a-integr.pdf**

TAVOLA:

**R18a integr**

N. REV.	DATA	REVISIONE	ELABORATO	VERIFICATO	VALIDATO
1	30.09.2019	Prima emissione	STC	responsabile commessa Fabio Calcarella	direttore tecnico HEPV04 S.r.l
2	09.2020	Richiesta di integrazioni Regione Puglia Prot.AOO_159/04/05/2020 n.3285	STC	Fabio Calcarella	HEPV04 S.r.l

**Sommario**

Criteri di analisi geotecnica e progetto delle fondazioni.....2  
    Fondazioni superficiali .....2  
    Fondazioni profonde .....2  
    Caratterizzazione .....4  
Geotecnica.....5  
    Elenco unità geotecniche .....5  
    Elenco colonne stratigrafiche .....7  
    *Figura numero 1: Colonna stratigrafica numero 1 str\_01* .....8  
Fondazioni superficiali.....9  
    Verifiche capacità portante .....9  
    Cedimenti .....11

**Criteri di analisi geotecnica e progetto delle fondazioni**

**Fondazioni superficiali**

<b>Generali</b>	
<b>Generali</b>	
Condizioni di calcolo per terreni coesivi	Sia drenate che non drenate
Calcolo di $a'$ dal rapporto con $c'$	1.00
Calcolo di $a_u$ dal rapporto con $c_u$	1.00
Calcolo di $\sigma'$ dal rapporto con $\phi'$	1.00
Considera l'angolo di attrito in deformazione piana per fondazioni nastriformi	No
Calcolo dei parametri rappresentativi per terreni stratificati	Media pesata
-Calcola i valori medi dell'angolo di attrito secondo la sua tangente	No
<b>Capacità portante in condizioni statiche</b>	
Calcolo della capacità portante per rottura generale	Indicazioni EC7 (Allegato D)
-Combinazione dei fattori di forma e di inclinazione del carico	Considera solo i fattori di forma
-Considera il fattore di riduzione per platee	No
-Considera gli effetti dell'eccentricità del carico con un unico fattore riduttivo	No
Considera eccentricità e inclinazione dei carichi attraverso domini di interazione	No
-Parametro correttivo del momento	0.00
-Parametro correttivo del carico orizzontale	0.00
Calcolo della capacità portante per rottura locale	No
	Vesic (1975)
Calcolo della capacità portante per rottura per punzonamento	No
Calcolo della capacità portante per scorrimento	No
-Percentuale di carico orizzontale assorbito dai cordoli <%>	0.00
-Percentuale di spinta passiva mobilitata <%>	0.00
Calcolo della capacità portante per sollevamento	No
<b>Capacità portante in condizioni sismiche</b>	
Calcolo della capacità portante per rottura generale	Metodo scelto per le condizioni statiche
Riduzione dell'angolo d'attrito per terreni incoerenti ben addensati	No
Calcolo della capacità portante per scorrimento	No
-Percentuale di carico orizzontale assorbito dai cordoli <%>	0.00
-Percentuale di spinta passiva mobilitata <%>	0.00
<b>Cedimenti</b>	
Cedimenti	Bowles
-Spessore del terreno responsabile del cedimento	
-Dal rapporto con le dimensioni della fondazione pari a	5.00
Considera pressioni di esercizio al netto delle tensioni litostatiche	No
Calcola costante di sottofondo per pressioni di esercizio	No
Limita costante di sottofondo ad un valore	No

**Fondazioni profonde**

<b>Generali</b>	
<b>Generali</b>	
Calcolo capacità portante per carichi verticali	Secondo formule statiche
Considera capacità portante	Entrambe
Condizioni di calcolo per terreni coesivi	Sia drenate che non drenate
Calcolo della profondità critica	No
Effettua calcolo elasto-plastico per cedimenti	Si
Effettua calcolo elasto-plastico per spostamenti orizzontali	Si
Rapporto di elasticità trazione/compressione pari a	1.00
Fattori di correlazione	1.70
Considera fattori di correlazione anche per carichi orizzontali	No
Considera peso del palo	No
Divisore del raggio del palo per lunghezza conci	1.00
Max numero conci palo	50.00
<b>Attrito laterale limite da prove in sito</b>	
Correlato con prove CPT	No
Correlato con prove SPT	No
Fattore di riduzione attrito laterale per pali trivellati	No
<b>Pressione limite alla base da prove in sito</b>	
Correlata con prove CPT	No
Correlata con prove SPT	No
Fattore di riduzione pressione limite alla base per pali	No

Relazione di calcolo

trivellati	
<b>Spostamenti orizzontali</b>	
Spostamenti orizzontali	Risposta elastica in funzione della stratigrafia

Specifici	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
<b>Attrito laterale limite</b>										
Calcolo dell'attrito laterale limite	Si									
-Condizioni non drenate										
-Calcolo di $\alpha$										
-Pari a										
-A.G.I. (1984)	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
-A.P.I. (1984)										
-Viggiani (1999)										
-Olson e Dennis (1982)										
-Stas e Kulhavy (1984)										
-Skempton (1986)										
-Reese e O'Neill (1989)										
-Metodo di Bustamente e Doix (1985) per micropali	No									
-Iniezioni ripetute	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
-Unica iniezione										
-Condizioni drenate										
-Calcolo di $\beta$										
-Pari a	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
-Reese e O'Neill (1989)										
-Calcolato										
-Calcolo di k										
-Pari a										
-Dal rapporto con $k_0$ pari a	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
-Fleming (1985)										
-Calcolo di $\delta$										
-Pari a <grad>										
-Dal rapporto con $\phi'$ pari a	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
-Calcolo di a' dal rapporto con c'	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Calcolo dell'attrito laterale limite per trazione										
-Considera i risultati del calcolo per l'attrito laterale limite per compressione con un fattore di riduzione pari a	0.66	0.66	0.66	0.66	0.66	0.66	0.66	0.66	0.66	0.66
-Sowa (1970)	No									
-Bowles (1991)	No									
Considera l'effetto dell'attrito negativo	No									
-Coefficiente di Lambe										
<b>Pressione limite alla base</b>										
Calcolo della pressione limite alla base del palo	Si									
-Terzaghi (1943)	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
-Meyerhof (1963)										
-Hansen (1970)										
-Vesic (1975)										
-Berezantzev (1961)										
-Berezantzev (1965)										
-Stagg e Zienkiewicz (1968)										
-Relazione generale, coefficienti di capacità portante										
-In condizioni drenate										
- $N_q$										
- $N_c$										
-In condizioni non drenate										
- $N_c$										
-Fattore di riduzione per terreni coesivi sovraconsolidati	No									
<b>Cedimenti</b>										
Risposta elastica laterale										
-Calcolata dalla rigidezza dello strato	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
-Coefficiente di influenza	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00
-Pari a <daN/mq>										
Risposta elastica alla base										
-Calcolata dalla rigidezza dello strato	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
-Pari a <daN/mq>										
<b>Spostamenti orizzontali</b>										
Risposta elastica										
-Vesic (1961)										
-Broms (1964)										
-Glick (1948)										
-Chen (1978)										
-Pari a <daN/mq>										
-Dal modulo elastico	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x

Relazione di calcolo

-Coefficiente effetto tridimensionale	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
Resistenza limite										
-Calcolata dai parametri plastici	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
-Coefficiente effetto tridimensionale resistenza per attrito	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00
-Coefficiente effetto tridimensionale resistenza per coesione	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00
-Pari a <daN/mq>										

**Caratterizzazione**

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
<b>Specifici</b>										
<b>Informazioni preliminari</b>										
Coefficiente di uniformità	No									
-Pari a	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Definizione della composizione granulometrica, per terreni incoerenti	No									
-Sabbia fine uniforme	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
-Sabbia fine ben gradata - sabbia media uniforme										
-Sabbia media ben gradata - sabbia grossa uniforme										
-Sabbia e ghiaia - ghiaia media										
Definizione indici compressibilità edometrica, per terreni coesivi	No									
-Indice di compressione (Cc)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
-Indice di ricomprensione (Cr)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
-Considera incremento preconsolidazione costante	No									
-Pari a	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Correggi NSPT se la misura è sottofalda	No									
<b>Densità relativa</b>										
Correlata con prove SPT										
-Terzaghi e Peck (1948)	Si									
-Gibbs e Holtz (1957)	No									
-Meyerhof (1957)	No									
-Schultze e Menzenbach (1961)	No									
-Bazaara (1967)	No									
-Marcuson e Bieganousky (1977)	No									
-Skempton (1986)	No									
Correlata con prove CPT										
-Schmertmann (1976)	Si									
-Jamiolkowski et al. (1985)	No									
-Baldi et al. (1986)	No									
Elaborazione dei risultati										
-Valore medio	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
-Valore minore										
<b>Angolo d'attrito</b>										
Correlato con prove SPT										
-Terzaghi e Peck (1948)	Si									
-Schmertmann (1975)	No									
-Wolff (1989)	No									
-Hatanaka e Uchida (1996)	No									
-Road Bridge Specification	No									
-Owasaki e Iwasaki	No									
-Japanese National Railway	No									
-Peck-Hanson e Thornburn	No									
-De Mello	No									
Correlato con prove CPT										
-Robertson e Campanella (1983)	Si									
-Durgunoglu e Mitchell	No									
-Caquot	No									
Correlata con proprietà indice										
-In funzione della densità relativa, per terreni incoerenti	No									
-In funzione dell'indice di plasticità, per terreni coesivi	No									
Elaborazione dei risultati										
-Valore medio	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
-Valore minore										
<b>Coesione non drenata</b>										
Correlata con prove SPT										
-Hara et al. (1971)	Si									
-Stroud (1974)	No									
Correlata con prove CPT										
-Mayne e Kemper (1988)	Si									
-Lunne e Eide	No									
Correlata con proprietà indice										
-Bjerrum e Simons (1960)	No									
-Skempton (1953)	No									
-Calcolata da $\sigma'v_0$ con moltiplicatore pari a										
Pari a	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Relazione di calcolo

Elaborazione dei risultati										
-Valore medio	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
-Valore minore										
<b>Caratteristiche litostatiche</b>										
Grado di sovraconsolidazione										
-Correlato con prove SPT										
-Mayne e Kemper (1988)	No									
-Correlato con prove CPT										
-Mayne e Kemper (1988)	No									
-Elaborazione dei risultati										
-Valore medio	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
-Valore minore										
Coefficiente di spinta a riposo										
-Calcolo di $k_0$ (NC)										
-Jaky (1936)	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
-Brooker e Ireland (1965)										
-Alpan (1967)										
-Massarsch (1979)										
-Correlato con Dr										
-Calcolato dal coefficiente di Poisson										
-Calcolo di $\alpha$										
-Pari a										
-Kulhawy (1989)	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
-Alpan (1967) per terreni coesivi										
-Alpan (1967) per terreni incoerenti										
-Correlato con Dr										
<b>Parametri elastici</b>										
Correlati con prove GFS										
Correlati con prove SPT										
-Stroud e Butler (1975)										
-Stroud (1989)	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
-Schmertmann (1978)										
-Farrent										
-Menzenbach e Malcev										
-D'Appolonia										
-Schulze e Menzenbach										
-Crespellani e Vannucchi										
-Ohsaki e Iwasaki, per sabbie										
-Ohsaki e Iwasaki, per sabbie con fini										
Correlati con prove CPT										
-Schmertmann (1977)										
-Robertson e Campanella (1983)										
-Kulhawy e Mayne (1990)										
-Rix e Stokoe (1992)										
-Mayne e Rix (1993)										
Fattore correttivo	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

## Geotecnica

### Elenco unità geotecniche

#### 1 sabbie mediamente addensate:

Classificazione: Incoerente

Pesi:

- Peso specifico del terreno naturale:  $\gamma = 1800.00$  daN/mc

- Peso specifico del terreno saturo:  $\gamma_{sat} = 2200.00$  daN/mc

Parametri plastici:

- Angolo di attrito efficace:  $\phi' = 30.00$  grad

- Coesione efficace:  $c' = 0.00$  daN/mq

Caratteristiche litostatiche:

- Grado di sovraconsolidazione: OCR = 1.00

- Coeff. di spinta a riposo:  $\kappa_0 = 0.50$

Parametri elastici:

- Modulo elastico normale:  $E = 15000000.00$  daN/mq

- Modulo elastico tangenziale:  $G = 5680000.00$  daN/mq

- Esponente del parametro tensionale:  $k_j = 1.00$

- Coeff. di Poisson:  $\nu = 0.32$

- Modulo edometrico:  $E_{ed} = 11360000.00$  daN/mq

- Modulo elastico non drenato:  $E_u = 0.00$  daN/mq

#### 2 sabbie ben addensate:

Classificazione: Incoerente

## Relazione di calcolo

---

### Pesi:

- Peso specifico del terreno naturale:  $\gamma = 1900.00$  daN/mc
- Peso specifico del terreno saturo:  $\gamma_{\text{sat}} = 2300.00$  daN/mc

### Parametri plastici:

- Angolo di attrito efficace:  $\phi' = 20.00$  grad
- Coesione efficace:  $c' = 0.00$  daN/mq

### Caratteristiche litostatiche:

- Grado di sovraconsolidazione:  $\text{OCR} = 1.00$
- Coeff. di spinta a riposo:  $\kappa_0 = 0.66$

### Parametri elastici:

- Modulo elastico normale:  $E = 4000000.00$  daN/mq
- Modulo elastico tangenziale:  $G = 1430000.00$  daN/mq
- Esponente del parametro tensionale:  $k_j = 1.00$
- Coeff. di Poisson:  $\nu = 0.40$
- Modulo edometrico:  $E_{\text{ed}} = 2860000.00$  daN/mq
- Modulo elastico non drenato:  $E_u = 0.00$  daN/mq

### 3 Argilla:

Classificazione: Coesivo

### Pesi:

- Peso specifico del terreno naturale:  $\gamma = 2050.00$  daN/mc
- Peso specifico del terreno saturo:  $\gamma_{\text{sat}} = 2100.00$  daN/mc

### Parametri plastici:

- Angolo di attrito efficace:  $\phi' = 24.00$  grad
- Coesione efficace:  $c' = 3000.00$  daN/mq

- Coesione non drenata:  $c_u = 22000.00$  daN/mq

### Caratteristiche litostatiche:

- Grado di sovraconsolidazione:  $\text{OCR} = 1.00$
- Coeff. di spinta a riposo:  $\kappa_0 = 0.59$

### Parametri elastici:

- Modulo elastico normale:  $E = 800000.00$  daN/mq
- Modulo elastico tangenziale:  $G = 150000.00$  daN/mq
- Esponente del parametro tensionale:  $k_j = 1.00$
- Coeff. di Poisson:  $\nu = 0.37$
- Modulo edometrico:  $E_{\text{ed}} = 1000000.00$  daN/mq
- Modulo elastico non drenato:  $E_u = 180000.00$  daN/mq

### 4 Riporto:

Classificazione: Incoerente

### Pesi:

- Peso specifico del terreno naturale:  $\gamma = 2200.00$  daN/mc
- Peso specifico del terreno saturo:  $\gamma_{\text{sat}} = 2250.00$  daN/mc

### Parametri plastici:

- Angolo di attrito efficace:  $\phi' = 40.00$  grad
- Coesione efficace:  $c' = 0.00$  daN/mq

### Caratteristiche litostatiche:

- Grado di sovraconsolidazione:  $\text{OCR} = 1.00$
- Coeff. di spinta a riposo:  $\kappa_0 = 0.35$

### Parametri elastici:

- Modulo elastico normale:  $E = 1500000.00$  daN/mq
- Modulo elastico tangenziale:  $G = 576923.00$  daN/mq
- Esponente del parametro tensionale:  $k_j = 1.00$
- Coeff. di Poisson:  $\nu = 0.30$
- Modulo edometrico:  $E_{\text{ed}} = 2019230.00$  daN/mq
- Modulo elastico non drenato:  $E_u = 0.00$  daN/mq

### 5 unificato:

Classificazione: Incoerente

### Pesi:

- Peso specifico del terreno naturale:  $\gamma = 1750.00$  daN/mc
- Peso specifico del terreno saturo:  $\gamma_{\text{sat}} = 1900.00$  daN/mc

### Parametri plastici:

- Angolo di attrito efficace:  $\phi' = 18.00$  grad
- Coesione efficace:  $c' = 0.00$  daN/mq

### Caratteristiche litostatiche:

- Grado di sovraconsolidazione:  $\text{OCR} = 1.00$
- Coeff. di spinta a riposo:  $\kappa_0 = 0.69$

### Parametri elastici:

Relazione di calcolo

- Modulo elastico normale:  $E = 250000.00$  daN/mq
- Modulo elastico tangenziale:  $G = 103306.00$  daN/mq
- Esponente del parametro tensionale:  $k_j = 1.00$
- Coeff. di Poisson:  $\nu = 0.21$
- Modulo edometrico:  $E_{ed} = 281419.00$  daN/mq
- Modulo elastico non drenato:  $E_u = 0.00$  daN/mq

**6 calcare:**

Classificazione: Roccia

Pesi:

- Peso specifico del terreno naturale:  $\gamma = 2200.00$  daN/mc
- Peso specifico del terreno saturo:  $\gamma_{sat} = 2200.00$  daN/mc

Parametri plastici:

- Angolo di attrito efficace:  $\phi' = 33.00$  grad
- Coesione efficace:  $c' = 12000.00$  daN/mq

Caratteristiche litostatiche:

- Coeff. di spinta a riposo:  $\kappa_0 = 0.45$

Parametri elastici:

- Modulo elastico normale:  $E = 900000000.00$  daN/mq
- Modulo elastico tangenziale:  $G = 319150000.00$  daN/mq
- Esponente del parametro tensionale:  $k_j = 0.00$
- Coeff. di Poisson:  $\nu = 0.43$
- Modulo edometrico:  $E_{ed} = 638300000.00$  daN/mq
- Modulo elastico non drenato:  $E_u = 0.00$  daN/mq

**Elenco colonne stratigrafiche**

**Colonna stratigrafica numero 1**

Posizione: X=0.00 <m> Y=0.00 <m> Z=0.00 <m>

Falda non presente

**Simbologia**

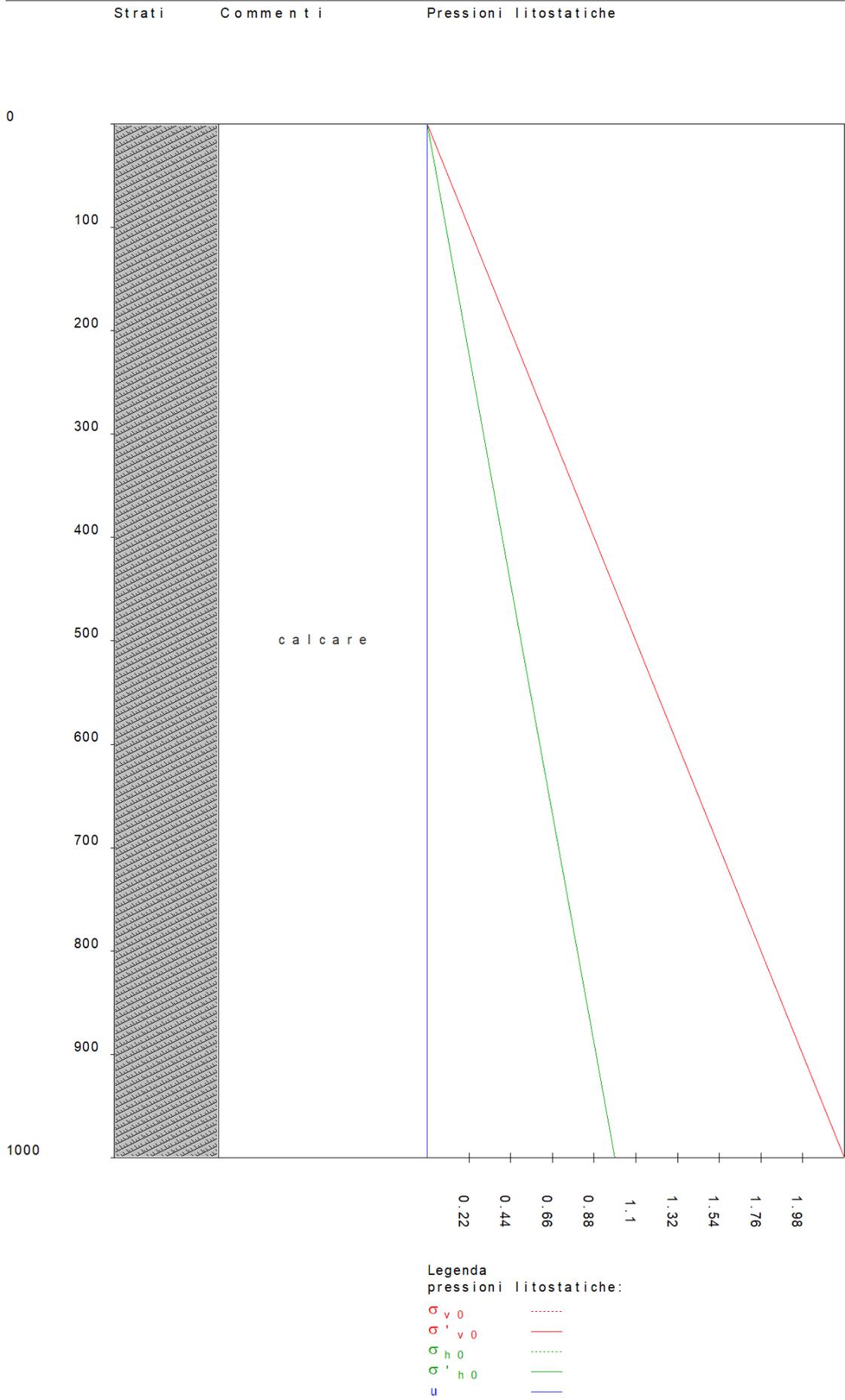
- St. = Strato
- z = Profondità della superficie superiore dello strato
- Unità geotecnica = Unità geotecnica
- Class. = Classificazione
  - Coes. = Coesivo
  - Inc. = Incoerente
  - Roc. = Roccia
  - N. c. = Non classificato
- $\gamma$  = Peso specifico del terreno naturale
- $\gamma_{sat}$  = Peso specifico del terreno saturo
- $D_r$  = Densità relativa
- $I_p$  = Indice di plasticità
- $\phi'$  = Angolo di attrito efficace
- $c'$  = Coesione efficace
- $c_u$  = Coesione non drenata
- OCR = Grado di sovraconsolidazione
- $\kappa_0$  = Coeff. di spinta a riposo
- Crit. = Criterio di progetto

St.	z <m>	Unità geotecnica	Class.	$\gamma$ <daN/mc>	$\gamma_{sat}$ <daN/mc>	$D_r$	$I_p$	$\phi'$ <grad>	$c'$ <daN/mq>	$c_u$ <daN/mq>	OCR	$\kappa_0$	Crit.
1	0.00	6 calcare	Roc.	2200.00	2200.00			33.00	12000.00			0.45	1

**Simbologia**

- St. = Strato
- z = Profondità della superficie superiore dello strato
- E = Modulo elastico normale
- G = Modulo elastico tangenziale
- $k_j$  = Esponente del parametro tensionale
- $\nu$  = Coeff. di Poisson
- $E_{ed}$  = Modulo edometrico
- $E_u$  = Modulo elastico non drenato
- Crit. = Criterio di progetto

St.	z <m>	E <daN/mq>	G <daN/mq>	$k_j$	$\nu$	$E_{ed}$ <daN/mq>	$E_u$ <daN/mq>	Crit.
1	0.00	900000000.00	319150000.00	0.00	0.43	638300000.00	0.00	1



**Figura numero 1: Colonna stratigrafica numero 1 str\_01**

Le verifiche degli elementi di fondazione sono state effettuate utilizzando l'approccio 2.

## Relazione di calcolo

Coefficienti parziali per le azioni, per verifiche in condizioni statiche:

Permanenti strutturali, sicurezza a favore  $\gamma_A = 1.00$ ;  
 Permanenti strutturali, sicurezza a sfavore  $\gamma_A = 1.30$ ;  
 Permanenti non strutturali, sicurezza a favore  $\gamma_A = 0.00$ ;  
 Permanenti non strutturali, sicurezza a sfavore  $\gamma_A = 1.50$ ;  
 Variabili, sicurezza a favore  $\gamma_A = 0.00$ ;  
 Variabili, sicurezza a sfavore  $\gamma_A = 1.50$ .

I coefficienti parziali per le azioni sono posti pari all'unità per le verifiche in condizioni sismiche.

Tali coefficienti sono comunque desumibili dalla tabella delle combinazioni delle CCE (Parametri di calcolo).

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici:

Tangente dell'angolo di attrito  $\gamma_M = 1.00$ ;  
 Coesione efficace  $\gamma_M = 1.00$ ;  
 Coesione non drenata  $\gamma_M = 1.00$ ;

Coefficienti parziali per la resistenza delle fondazioni superficiali:

Capacità portante  $\gamma_R = 2.30$ ;  
 Scorrimento  $\gamma_R = 1.10$ ;

## Fondazioni superficiali

### Simbologia

B = Base della fondazione  
 L = Lunghezza della fondazione (L>B)  
 D = Profondità del piano di posa della fondazione  
 $\beta$  = Inclinazione del piano di campagna  
 $\eta$  = Inclinazione del piano di posa della fondazione  
 $\gamma_z$  = Peso specifico rappresentativo del terreno di fondazione  
 $\sigma_{v0,f}$  = Pressione verticale alla profondità del piano di posa della fondazione  
 $\phi'_x$  = Angolo di attrito rappresentativo del terreno di fondazione  
 $c'_x$  = Coesione efficace rappresentativa del terreno di fondazione  
 $N_q$  = Coefficiente di capacità portante relativo al sovraccarico laterale  
 $N_c$  = Coefficiente di capacità portante relativo alla coesione del terreno di fondazione  
 $N_g$  = Coefficiente di capacità portante relativo al peso del terreno di fondazione  
 $b_q$  = Fattore di inclinazione del piano di fondazione relativo a sovraccarico laterale  
 $b_c$  = Fattore di inclinazione del piano di fondazione relativo a coesione  
 $b_g$  = Fattore di inclinazione del piano di fondazione relativo a peso del terreno  
 CC = Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari  
 N = Sforzo normale  
 Tx = Taglio in dir. X  
 Ty = Taglio in dir. Y  
 Mx = Momento intorno all'asse X  
 My = Momento intorno all'asse Y  
 B' = Base della fondazione reagente  
 L' = Lunghezza della fondazione reagente  
 $s_q$  = Fattore di forma relativo al sovraccarico laterale  
 $s_c$  = Fattore di forma relativo alla coesione  
 $s_g$  = Fattore di forma relativo al peso del terreno  
 $i_q$  = Fattore di inclinazione relativo al sovraccarico laterale  
 $i_c$  = Fattore di inclinazione relativo alla coesione  
 $i_g$  = Fattore di inclinazione relativo al peso del terreno  
 $q_{lim}$  = Pressione limite  
 $R_d$  = Resistenza di progetto (Carico limite)  
 Sic. = Sicurezza a rottura

## Verifiche capacità portante

### Verifiche di capacità portante per rottura generale in condizioni statiche

Metodo utilizzato: Indicazioni EC7

Platea n. 503

B=6.64 <m> L=32.01 <m> D=0.35 <m>  $\beta$ =0.00 <grad>  $\eta$ =0.00 <grad>  $\gamma_z$ =2200.02 <daN/mc>  
 $\sigma_{v0,f}$ =770.00 <daN/mq>

Verifiche in condizioni drenate

$\phi'_x$ =33.00 <grad>  $c'_x$ =12000.00 <daN/mq>  
 $N_q$ =26.09  $N_c$ =38.64  $N_g$ =32.59  $b_q$ =1.00  $b_c$ =1.00  $b_g$ =1.00

CC	N <daN>	Tx <daN>	Ty <daN>	Mx <daNm>	My <daNm>	B' <m>	L' <m>	$s_q$	$s_c$	$s_g$	$i_q$	$i_c$	$i_g$	$q_{lim}$ <daN/mq>	$R_d$ <daN>	Sic.
33	478484.00	11390.20	242.29	10892.00	-844205.00	6.60	28.48	1.13	1.13	0.93	1.00	1.00	1.00	767253.00	62684100.00	131.01

**Verifiche di capacità portante per rottura generale in condizioni statiche**

Metodo utilizzato: Indicazioni EC7

Platea n. 504

B=5.25 <m> L=9.85 <m> D=1.85 <m>  $\beta=0.00$  <grad>  $\eta=0.00$  <grad>  $\gamma_r=2200.01$  <daN/mc>  
 $\sigma_{v0,t}=4070.00$  <daN/mq>

Verifiche in condizioni drenate

$\phi'_r=33.00$  <grad>  $c'_r=12000.00$  <daN/mq>  
 $N_q=26.09$   $N_c=38.64$   $N_g=32.59$   $b_q=1.00$   $b_c=1.00$   $b_g=1.00$

CC	N <daN>	Tx <daN>	Ty <daN>	Mx <daNm>	My <daNm>	B' <m>	L' <m>	s <sub>q</sub>	s <sub>c</sub>	s <sub>g</sub>	i <sub>q</sub>	i <sub>c</sub>	i <sub>g</sub>	Q <sub>lim</sub> <daN/mq>	R <sub>d</sub> <daN>	Sic.
33	229184.00	-11390.20	-242.30	20047.80	44361.80	5.08	9.46	1.29	1.30	0.84	1.00	1.00	1.00	894371.00	18674700.00	81.48

**Verifiche di capacità portante per rottura generale in condizioni sismiche**

Metodo utilizzato: Condizioni statiche

Platea n. 503

B=6.64 <m> L=32.01 <m> D=0.35 <m>  $\beta=0.00$  <grad>  $\eta=0.00$  <grad>  $\gamma_r=2200.02$  <daN/mc>  
 $\sigma_{v0,t}=770.00$  <daN/mq>

Verifiche in condizioni drenate

$\phi'_r=33.00$  <grad>  $c'_r=12000.00$  <daN/mq>  
 $N_q=26.09$   $N_c=38.64$   $N_g=32.59$   $b_q=1.00$   $b_c=1.00$   $b_g=1.00$

CC	N <daN>	Tx <daN>	Ty <daN>	Mx <daNm>	My <daNm>	B' <m>	L' <m>	s <sub>q</sub>	s <sub>c</sub>	s <sub>g</sub>	i <sub>q</sub>	i <sub>c</sub>	i <sub>g</sub>	Q <sub>lim</sub> <daN/mq>	R <sub>d</sub> <daN>	Sic.
1	331261.00	-21239.90	-10360.10	37140.90	-713890.00	6.42	27.69	1.13	1.13	0.93	1.00	1.00	1.00	761309.00	58853300.00	177.66
3	331261.00	-21194.20	10973.50	-20379.70	-714216.00	6.52	27.69	1.13	1.13	0.93	1.00	1.00	1.00	765431.00	60100400.00	181.43
5	333930.00	35853.70	-10217.20	37055.00	-492638.00	6.42	29.05	1.12	1.13	0.93	1.00	1.00	1.00	759184.00	61592400.00	184.45
7	333931.00	35899.40	11116.50	-20465.50	-492965.00	6.52	29.05	1.12	1.13	0.93	1.00	1.00	1.00	763208.00	62872600.00	188.28
9	332195.00	-1310.47	-35199.30	104218.00	-636071.00	6.02	28.18	1.12	1.12	0.94	1.00	1.00	1.00	744045.00	54841800.00	165.09
11	332996.00	15817.60	-35156.40	104192.00	-569696.00	6.02	28.58	1.11	1.12	0.94	1.00	1.00	1.00	743477.00	55608600.00	167.00
13	332196.00	-1158.13	35912.80	-87517.00	-637159.00	6.12	28.17	1.12	1.12	0.93	1.00	1.00	1.00	748171.00	56054500.00	168.74
15	332997.00	15970.00	35955.60	-87542.80	-570783.00	6.12	28.58	1.12	1.12	0.94	1.00	1.00	1.00	747572.00	56831000.00	170.66
17	331275.00	-21254.70	-11269.10	36740.50	-713689.00	6.42	27.70	1.13	1.13	0.93	1.00	1.00	1.00	761405.00	58886000.00	177.76
19	331275.00	-21209.00	10064.50	-20780.10	-714015.00	6.52	27.69	1.13	1.13	0.93	1.00	1.00	1.00	765330.00	60073300.00	181.34
21	333944.00	35838.90	-11126.20	36654.60	-492437.00	6.42	29.06	1.12	1.13	0.93	1.00	1.00	1.00	759279.00	61626000.00	184.54
23	333945.00	35884.60	10207.40	-20865.90	-492764.00	6.52	29.05	1.12	1.13	0.93	1.00	1.00	1.00	763110.00	62844200.00	188.19
25	332209.00	-1325.24	-36108.30	103818.00	-635870.00	6.02	28.18	1.12	1.12	0.94	1.00	1.00	1.00	744143.00	54873900.00	165.18
27	333009.00	15802.90	-36065.40	103792.00	-569495.00	6.02	28.58	1.11	1.12	0.94	1.00	1.00	1.00	743574.00	55640900.00	167.09
29	332210.00	-1172.90	35003.70	-87917.40	-636958.00	6.12	28.17	1.12	1.12	0.93	1.00	1.00	1.00	748071.00	56027800.00	168.65
31	333011.00	15955.20	35046.60	-87943.20	-570582.00	6.12	28.58	1.12	1.12	0.94	1.00	1.00	1.00	747473.00	56804000.00	170.58

**Verifiche di capacità portante per rottura generale in condizioni sismiche**

Metodo utilizzato: Condizioni statiche

Platea n. 504

B=5.25 <m> L=9.85 <m> D=1.85 <m>  $\beta=0.00$  <grad>  $\eta=0.00$  <grad>  $\gamma_r=2200.01$  <daN/mc>  
 $\sigma_{v0,t}=4070.00$  <daN/mq>

Verifiche in condizioni drenate

$\phi'_r=33.00$  <grad>  $c'_r=12000.00$  <daN/mq>  
 $N_q=26.09$   $N_c=38.64$   $N_g=32.59$   $b_q=1.00$   $b_c=1.00$   $b_g=1.00$

CC	N <daN>	Tx <daN>	Ty <daN>	Mx <daNm>	My <daNm>	B' <m>	L' <m>	s <sub>q</sub>	s <sub>c</sub>	s <sub>g</sub>	i <sub>q</sub>	i <sub>c</sub>	i <sub>g</sub>	Q <sub>lim</sub> <daN/mq>	R <sub>d</sub> <daN>	Sic.
1	153337.00	-7949.19	1603.34	11631.30	27392.90	5.10	9.49	1.29	1.30	0.84	1.00	1.00	1.00	895272.00	18838300.00	122.86
3	153337.00	-7994.89	-2216.79	16147.60	27651.20	5.04	9.49	1.29	1.30	0.84	1.00	1.00	1.00	891899.00	18543900.00	120.94
5	150669.00	-6664.60	1460.41	11835.90	29518.90	5.09	9.46	1.29	1.30	0.84	1.00	1.00	1.00	895479.00	18754200.00	124.47
7	150669.00	-6710.31	-2359.72	16352.20	29777.20	5.03	9.45	1.29	1.30	0.84	1.00	1.00	1.00	892041.00	18455600.00	122.49
9	152403.00	-7446.27	6010.13	6433.90	27835.70	5.17	9.48	1.30	1.31	0.84	1.00	1.00	1.00	899294.00	19156500.00	125.70
11	151603.00	-7060.89	5967.25	6495.26	28473.50	5.16	9.47	1.30	1.31	0.84	1.00	1.00	1.00	899379.00	19132800.00	126.20
13	152404.00	-7598.61	-6723.63	21488.20	28696.50	4.97	9.47	1.29	1.30	0.84	1.00	1.00	1.00	887975.00	18170300.00	119.22
15	151603.00	-7213.23	-6766.51	21549.60	29334.30	4.97	9.46	1.29	1.30	0.84	1.00	1.00	1.00	887994.00	18142300.00	119.67
17	153323.00	-7934.42	2512.37	10875.30	27310.70	5.11	9.49	1.29	1.30	0.84	1.00	1.00	1.00	895828.00	18888500.00	123.19
19	153323.00	-7980.13	-1307.76	15391.60	27569.00	5.05	9.49	1.29	1.30	0.84	1.00	1.00	1.00	892456.00	18593800.00	121.27
21	150655.00	-6649.84	2369.45	11079.80	29436.70	5.10	9.46	1.29	1.31	0.84	1.00	1.00	1.00	896046.00	18805100.00	124.82
23	150655.00	-6695.54	-1450.68	15596.10	29695.00	5.04	9.46	1.29	1.30	0.84	1.00	1.00	1.00	892609.00	18506200.00	122.84
25	152389.00	-7431.50	6919.17	5677.83	27753.60	5.18	9.49	1.30	1.31	0.84	1.00	1.00	1.00	899853.00	19207300.00	126.04
27	151589.00	-7046.12	6876.29	5739.20	28391.40	5.17	9.48	1.30	1.31	0.84	1.00	1.00	1.00	899940.00	19183800.00	126.55

Relazione di calcolo

29	152390.00	-7583.84	-5814.60	20732.20	28614.40	4.98	9.47	1.29	1.30	0.84	1.00	1.00	1.00	888537.00	18220000.00	119.56
31	151589.00	-7198.46	-5857.48	20793.50	29252.20	4.98	9.46	1.29	1.30	0.84	1.00	1.00	1.00	888560.00	18192300.00	120.01

**Cedimenti**

Metodo utilizzato: Bowles

**Simbologia**

- B =Base della fondazione
- L =Lunghezza della fondazione (L>B)
- D =Profondità del piano di posa della fondazione
- H =Spessore del terreno responsabile del cedimento
- E<sub>r</sub> =Modulo elastico rappresentativo del terreno di fondazione
- v<sub>r</sub> =Coefficiente di Poisson rappresentativo del terreno di fondazione
- I<sub>s</sub> =Coefficiente di influenza
- I<sub>f</sub> =Coefficiente di profondità
- kw =Costante di sottofondo
- CC =Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari
- N =Sforzo normale
- q<sub>es</sub> =Pressione di esercizio
- Ced=Cedimento calcolato

Platea n. 503

B=6.64 <m> L=32.01 <m> D=0.35 <m> H=33.22 <m> E<sub>r</sub>=900001000.00 <daN/mq> v<sub>r</sub>=0.43  
I<sub>s</sub>=0.77 I<sub>f</sub>=0.99 kw=108221000.00 <daN/mc>

CC	N <daN>	q <sub>es</sub> <daN/mq>	Ced <cm>
1	331261.00	1557.77	0.00
2	331939.00	1560.96	0.00
3	331261.00	1557.77	0.00
4	331939.00	1560.96	0.00
5	333930.00	1570.32	0.00
6	333260.00	1567.17	0.00
7	333931.00	1570.33	0.00
8	333260.00	1567.17	0.00
9	332195.00	1562.16	0.00
10	332401.00	1563.13	0.00
11	332996.00	1565.93	0.00
12	332797.00	1564.99	0.00
13	332196.00	1562.17	0.00
14	332402.00	1563.13	0.00
15	332997.00	1565.93	0.00
16	332798.00	1565.00	0.00
17	331275.00	1557.84	0.00
18	331946.00	1560.99	0.00
19	331275.00	1557.84	0.00
20	331946.00	1560.99	0.00
21	333944.00	1570.39	0.00
22	333266.00	1567.20	0.00
23	333945.00	1570.39	0.00
24	333267.00	1567.20	0.00
25	332209.00	1562.23	0.00
26	332408.00	1563.16	0.00
27	333009.00	1565.99	0.00
28	332804.00	1565.03	0.00
29	332210.00	1562.23	0.00
30	332408.00	1563.17	0.00
31	333011.00	1566.00	0.00
32	332805.00	1565.03	0.00
33	478484.00	2250.09	0.00
34	351217.00	1651.62	0.00
35	334681.00	1573.85	0.00
36	332603.00	1564.08	0.00

Platea n. 504

B=5.25 <m> L=9.85 <m> D=1.85 <m> H=26.25 <m> E<sub>r</sub>=900001000.00 <daN/mq> v<sub>r</sub>=0.43  
I<sub>s</sub>=0.64 I<sub>f</sub>=0.90 kw=183581000.00 <daN/mc>

CC	N <daN>	q <sub>es</sub> <daN/mq>	Ced <cm>
1	153337.00	2965.19	0.00
2	152660.00	2952.08	0.00
3	153337.00	2965.19	0.00
4	152660.00	2952.08	0.00
5	150669.00	2913.59	0.00
6	151340.00	2926.56	0.00
7	150669.00	2913.59	0.00

Relazione di calcolo

8	151340.00	2926.56	0.00
9	152403.00	2947.13	0.00
10	152198.00	2943.15	0.00
11	151603.00	2931.65	0.00
12	151802.00	2935.49	0.00
13	152404.00	2947.13	0.00
14	152198.00	2943.15	0.00
15	151603.00	2931.65	0.00
16	151802.00	2935.50	0.00
17	153323.00	2964.92	0.00
18	152653.00	2951.95	0.00
19	153323.00	2964.92	0.00
20	152653.00	2951.95	0.00
21	150655.00	2913.32	0.00
22	151333.00	2926.43	0.00
23	150655.00	2913.33	0.00
24	151333.00	2926.43	0.00
25	152389.00	2946.86	0.00
26	152191.00	2943.02	0.00
27	151589.00	2931.38	0.00
28	151795.00	2935.36	0.00
29	152390.00	2946.86	0.00
30	152191.00	2943.02	0.00
31	151589.00	2931.39	0.00
32	151795.00	2935.36	0.00
33	229184.00	4431.90	0.00
34	169004.00	3268.14	0.00
35	152609.00	2951.10	0.00
36	151996.00	2939.26	0.00