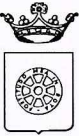


Protocollo	Pratica Edilizia istruttoria n° /
	 COMUNE DI CARRARA Settore Urbanistica Ufficio Edilizia Privata

ELABORATO TECNICO DELLA COPERTURA

L.R. 03.01.2005 n.1, art.82 c. 14 e 16- DPGR del 23.11.2005 n.62/R

RICHIEDENTE / COMMITTENTE:	BRUNELLO nome	BOGGIA Cognome
Residente in via	Taurina	n° 29
Comune	Carrara, loc. Torano	Cap 54033 Prov (MS)

Per i lavori di:

tipologia intervento	Costruzione di fabbricato ad uso civile abitazione "Disciplina del centro edificato" R3 – art. 9 N.T.A. "definizione degli interventi urbanistici"		
Nella proprietà posta in via	Fossone Basso	n° s.n.c.	
Comune di	CARRARA	Cap 54033 Prov (MS)	

Destinazione dell'immobile:		
☐ residenziale	☐ industriale / artigianale	☐ commerciale
☐ direzionale	☐ turistico - ricettiva	☐ commerciale all'ingrosso e depositi
☐ agricola e funzioni connesse	☐ di servizio	☐ altro

DICHIARA CHE:

L'intervento rientra nei casi previsti dall'art.3, c.3, c.4, C.4 bis del D.Lgs.494/94 e s.m.i. (obbligo di nomina del coordinatore della progettazione e del coordinatore in fase di progetto).		☐ si ☐ no
La redazione dell'elaborato tecnico è affidata a		
☐ Coordinatore alla sicurezza in fase di progettazione ☐ Progettista (in quanto l'intervento non richiede la nomina del coordinatore)		
La variante all'elaborato tecnico presentato è affidata a:		
☐ Coordinatore alla sicurezza in fase di esecuzione ☐ Direttore dei lavori (in quanto l'intervento non richiede la nomina del coordinatore)		

Tecnico incaricato:	MARCO nome	ANDREONI Cognome
Iscritto Ordine Professionale	Degli architetti	di Massa-Carrara n° 387
con sede in Corso	Rosselli	n° 9
Comune	Carrara	Cap 54033 Prov (MS)

Data 15.05.2008

II COMMITTENTE

RELAZIONE TECNICA ILLUSTRATIVA

art. 5, comma 4/b del DPGR del 23.11.2005 n.62/R

1. DESCRIZIONE DELLA COPERTURA

L'area oggetto dell'intervento di progettazione riguarda:

- ☒ Totalmente la copertura dell'immobile
☐ Parzialmente la copertura dell'immobile (*Evidenziare chiaramente nei grafici la porzione dove non si interviene*)

Tipologia della copertura

- ☐ piana ☐ a volta ☒ a falda ☐ a shed ☐ _____

Calpestabilità della copertura

- ☒ Totalmente calpestabile ☐ Parzialmente calpestabile ☐ Totalmente non calpestabile

Pendenze presenti in copertura

- ☐ Orizzontale/Sub-Orizzontale
0% < P < 15% ☒ Inclinata
15% < P < 50% ☐ Fortemente inclinata
P > 50%

Struttura della copertura:

- ☒ latero-cemento ☐ lignea ☐ metallica ☐ _____

Presenza in copertura di:

- ☐ Linee elettriche nude in tensione D ≤ 5 m.
☐ Impianti tecnologici sulla copertura (*pannelli fotovoltaici, pannelli solari, impianti di condizionamento e simili*)
☐ Dislivelli tra falde contigue (*Evidenziare nei grafici la soluzione individuata*)
☐ Superfici sfondabili (quali finestre a tetto, lucernari e simili) da proteggere dal rischio di caduta
(*Evidenziare nei grafici la soluzione individuata*)
☐ Altro _____

Spazio libero di caduta: (indicare l'altezza minima individuata su tutti i lati) **2,26 mt.**

Descrizione/note:

2. DESCRIZIONE DEL PERCORSO DI ACCESSO ALLA COPERTURA

☒ Interno

☐ Esterno

☒ PERCORSO PERMANENTE

- ☐ Scala fissa a gradini ☐ Scala retrattile ☒ Corridoio (largh. Min 60 cm) ☐ _____
☐ Scala fissa a pioli ☐ Scala portatile ☐ Passerelle/ Andatoie ☐ _____

Le scale utilizzate sono opportunamente vincolate alla zona di sbarco e dotate di maniglioni e/o corrimano h 1 m.

Descrizione/note: _____

☐ PERCORSO NON PERMANENTE

Motivazioni in base alle quali non sono realizzabili percorsi di tipo permanente: _____

Tipo di percorso provvisorio previsto in sostituzione: _____

Descrizione e dimensioni degli spazi per ospitare le soluzioni prescelte: _____

3. DESCRIZIONE DELL'ACCESSO ALLA COPERTURA

☒ interno

☒ Apertura orizzontale o inclinata

dimensioni m. vedi **0,70 x 1,00**

quantità n° **4**

dimensioni m. x

dimensioni minime: lato minore libero di almeno 0,70 metri e comunque di superficie non inferiore a 0,5 m²

☐ Apertura verticale

dimensioni m. x

quantità n°

dimensioni m. x

larghezza minima 0,70 metri – altezza minima 1,20 metri

☐ esterno

☐ Dispositivi fissi di ancoraggio UNI EN 795-UNI EN 517

☐ Parapetti

☐ Altro _____

☒ ACCESSO PERMANENTE

Descrizione/note: _____

☐ ACCESSO NON PERMANENTE

Motivazioni in base alle quali non sono realizzabili accessi di tipo permanente: _____

Tipo di accesso provvisorio previsto in sostituzione: _____

4. TRANSITO ED ESECUZIONE DEI LAVORI SULLE COPERTURE

☒ ELEMENTI PROTETTIVI PERMANENTI

- | | |
|--|--|
| ☒ Linee di ancoraggio flessibili orizzontali (UNI EN 795 classe C) | ☐ Reti di sicurezza |
| ☐ Linee di ancoraggio rigide orizzontali (UNI EN 795 classe D) | ☐ Impalcati |
| ☐ Linee di ancoraggio rigide verticali/inclinate (UNI EN 353-1) | ☐ Parapetti |
| ☐ Linee di ancoraggio flessibili verticali/inclinate (UNI EN 353-2) | ☐ Passerelle e andatoie |
| ☐ Ganci di sicurezza da tetto (UNI EN 517 tipo A e B) | ☐ _____ |
| ☒ Dispositivi di ancoraggio puntuali (UNI EN 795 classe A1-A2) | ☐ _____ |

☐ ELEMENTI PROTETTIVI NON PERMANENTI

Motivazioni in base alle quali non sono realizzabili dispositivi o apprestamenti di tipo permanente:

.....

Tipo di soluzioni provvisorie previste in sostituzione:

.....

- | | |
|--|--|
| ☐ Linee di ancoraggio flessibili orizzontali temporanee (UNI EN 795 classe C) | ☐ Reti di sicurezza |
| ☐ Linee di ancoraggio flessibili verticali/inclinate (UNI EN 353-2) | ☐ Impalcati |
| ☐ Dispositivi di ancoraggio a corpo morto (UNI EN 795 classe E) | ☐ Parapetti |
| ☐ _____ | ☐ Passerelle e andatoie |

D.P.I. NECESSARI

- | | |
|--|---|
| ☒ Imbracatura (UNI EN 361) | ☐ Cordini Lmax. m. (UNI EN 354) |
| ☒ Assorbitori di Energia (UNI EN 355) | ☐ Doppio Cordino Lmax. m. (UNI EN 354) |
| ☐ Dispositivo anticaduta Retrattile (UNI EN 360) | ☒ Connettori (moschettoni) (UNI EN 363) |
| ☐ Dispositivo anticaduta di tipo guidato (UNI EN 353-2) | ☐ _____ |

PROCEDURE E MODALITA' PER IL TRANSITO IN COPERTURA:

(tenendo conto, in particolare, degli spazi liberi di caduta in sicurezza derivanti dagli elementi protettivi e DPI scelti e dei rischi derivanti dall'effetto pendolo)

Vedi relazione allegata

Elaborati grafici ALLEGATI (in scala adeguata e quotati)

- ☒ planimetrie n° 3 ☒ Sezioni n° 2 ☒ Prospetti n° 4 ☒ particolari n° 2

in cui risultano indicati:

1. dimensionamento e ubicazione dei percorsi, degli accessi e degli elementi protettivi per il transito e l'esecuzione dei lavori in copertura, con relativa legenda
2. altezze da terra dalla copertura e tutti gli oggetti e/o ostacoli che possano influenzare gli "spazi liberi di caduta in sicurezza".

ATTESTAZIONE DI CONFORMITA'

art.4, c.2 del DPGR del 23.11.2005 n.62/R

Il sottoscritto professionista attesta la conformità del progetto alle misure preventive e protettive indicate nella sezione II del D.P.G.R. 23.11.2005 n.62/R (Regolamento di attuazione dell'art.82, comma 16, della L.R. 03.01.2005, n.1 – relativo alle istruzioni tecniche sulle misure preventive e protettive per l'accesso, il transito e l'esecuzione dei lavori in quota in condizioni di sicurezza).

Data 15.05.2008.

Il Professionista

- ☐ *Coordinatore per la Progettazione /Progettista*
☐ *Coordinatore per l'esecuzione/Direttore dei lavori*

(timbro e firma)
n. 387
Sezione A/a
Architetto ANDREONI Marco

LUCA NICCOLI - GEOLOGO

Via Celi 2, 54100 Massa

Tel. 329 2945867, Fax 0585 810543

P.I. 01048850455



COMUNE DI CARRARA (PROVINCIA DI MASSA CARRARA)

**INDAGINI GEOLOGICHE DI SUPPORTO AL PROGETTO DI
REALIZZAZIONE DI UNA PALAZZINA A CIVILE ABITAZIONE POSTA IN VIA
MARINA LOCALITA' AVENZA NEL COMUNE DI CARRARA**

Proprietà: Sig. Bonamini Zeno
Progettista: Geom Cecchinelli Giorgio

Relazione Tecnica

Aprile 2006



INDICE

1.- PREMESSA.....	3
2.- INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO E GEOLOGICO	4
2.1.- Geomorfologia	4
2.2.- Geologia.....	4
2.3.- Condizioni idrogeologiche del sito	5
3.- VALUTAZIONI STRATIGRAFICHE E GEOTECNICHE.....	6
3.1.- Caratterizzazione geotecnica dei terreni	6
3.2- Impostazione progettuale.....	6
3.3- Valutazioni sui carichi ammissibili e sui cedimenti	7
3.3.1. Capacità portante	7
3.3.2. Cedimenti	8
4. CONCLUSIONI.....	9

FIGURE:

- FIG. 1 – INQUADRAMENTO GEOGRAFICO (scala 1:10000)
FIG. 2 – INQUADRAMENTO GEOLOGICO (scala 1:2000)

1.- PREMESSA

Su richiesta del Sig. Bonamini Zeno proprietario del terreno oggetto d'indagine, sono state espletate, in località Avenza nel Comune di Carrara, indagini geologiche sull'area sulla quale è prevista la demolizione di un edificio e la nuova costruzione di un edificio per uso di civile abitazione.

Le indagini sono state eseguite tenendo conto delle normative vigenti in materia ed in particolare del D.M. 11.03.88, che detta le *"Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione"*.

Il comune di Carrara rientra nelle aree definite sismiche della classificazione del suolo nazionale operata in applicazione alla Legge n° 64/1974.

Lo studio è stato in particolare finalizzato alla definizione delle caratteristiche geologiche, idrogeologiche e geotecniche dei terreni di fondazione. La presente relazione illustra le indagini eseguite e le conclusioni raggiunte.

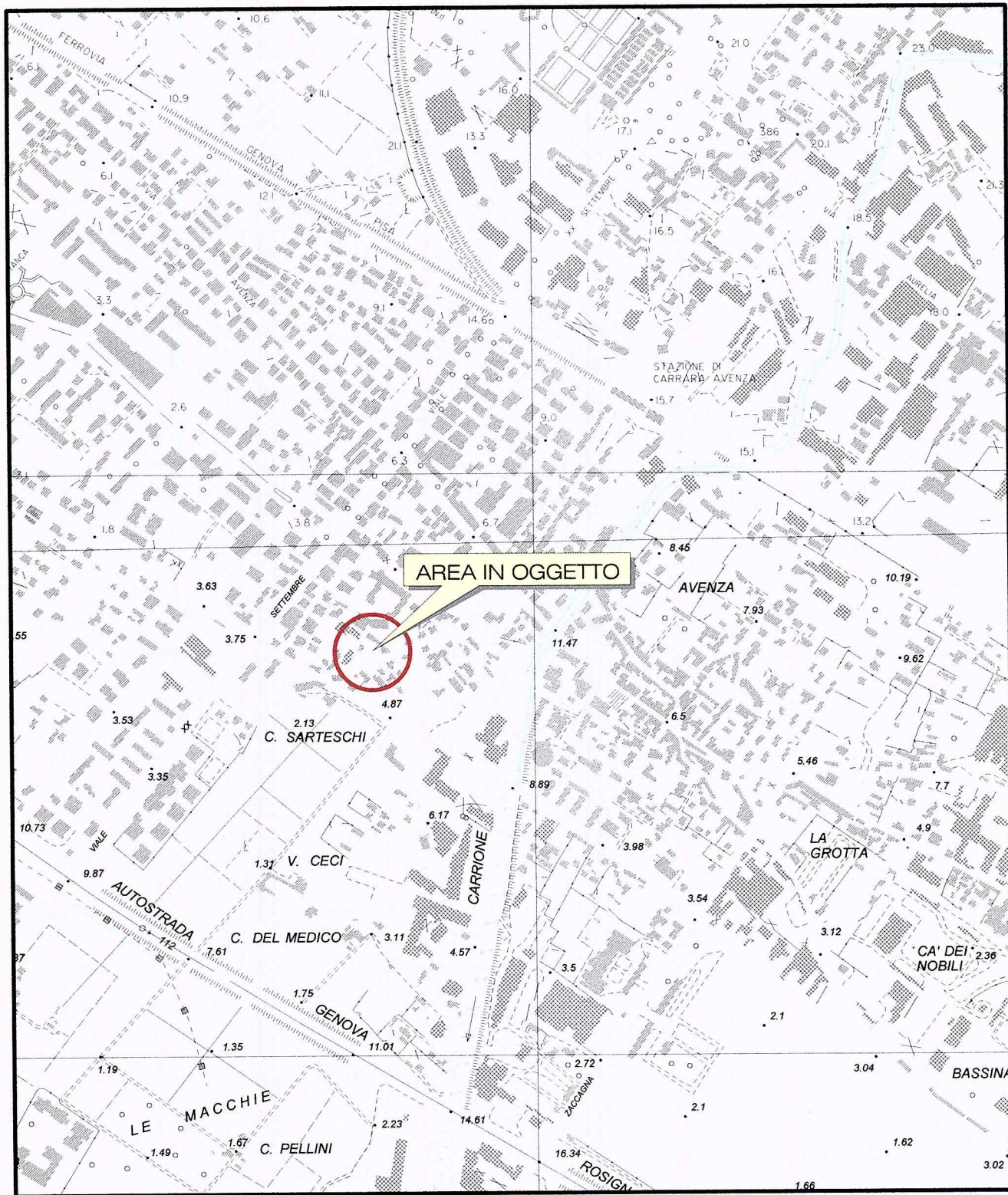


FIG. 1 INQUADRAMENTO GEOGRAFICO
SCALA 1:10000



2.- INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO E GEOLOGICO

2.1.- Geomorfologia

L'area di indagine ricade in destra idrografica del Torrente Carrione in area pianeggiante posta a quota di circa 6 m s.l.m. nella parte nord occidentale della pianura costiera apuana-versiliese (vedi inquadramento Fig.1 alla scala 1: 10000).

L'area occupa la parte centrale del conoide alluvionale del Torrente carrione, tale cono è formato da sedimenti ciottolosi grossolani ben evidenti in alcuni tagli naturali e conosciuti anche mediante numerosi pozzi e sondaggi eseguiti nella zona.

I ciottoli sono prevalentemente costituiti dai marmi e calcari dolomitici che affiorano nella parte alta del bacino, talora in matrice limo sabbiosa e anche cementati da carbonati fino a formare strati conglomerato molto compatto.

Nella parte superiore del deposito ciottoloso prevalgono sedimenti a granulometria più sottile fino a limi sabbiosi riferibili a esondazioni relativamente recenti.

2.2.- Geologia

La zona esaminata è inserita in quella parte di pianura formatasi durante la fase tettonica distensiva "post parossimale" succedutasi alle fasi compressive che hanno portato alla messa in posto delle falde di ricoprimento che caratterizzano le successioni liguri e toscane sulle formazioni dell'Unità di Massa; è caratterizzata da una fase iniziale, riconducibile al Pleistocene, con apporto detritico a formare coni di deiezione da parte dei principali corsi d'acqua provenienti dai rilievi circostanti; tale fase è proseguita anche durante le fasi più umide dell'Olocene.

Secondo alcuni autori il limite dei coni di deiezione, ubicato in corrispondenza dell'isoipsa indicante 5 m sul l.m., potrebbe indicare il limite interno massimo raggiunto dalla trasgressione versiliana prima che l'aumentato apporto terrigeno spostasse verso Ovest la linea di riva e portasse alla formazione della restante parte di pianura, costituita dai depositi palustri ed alluvionali più recenti, nonostante il livello marino fosse continuato a salire.

L'area di indagine, come già riportato in sede di ricostruzione geomorfologica, è inserita nella zona di conoide del Torrente Carrione e litologicamente caratterizzata da depositi a granulometria grossolana in matrice limo sabbiosa (indicati con at), terrazzati e con un elevato grado di addensamento.

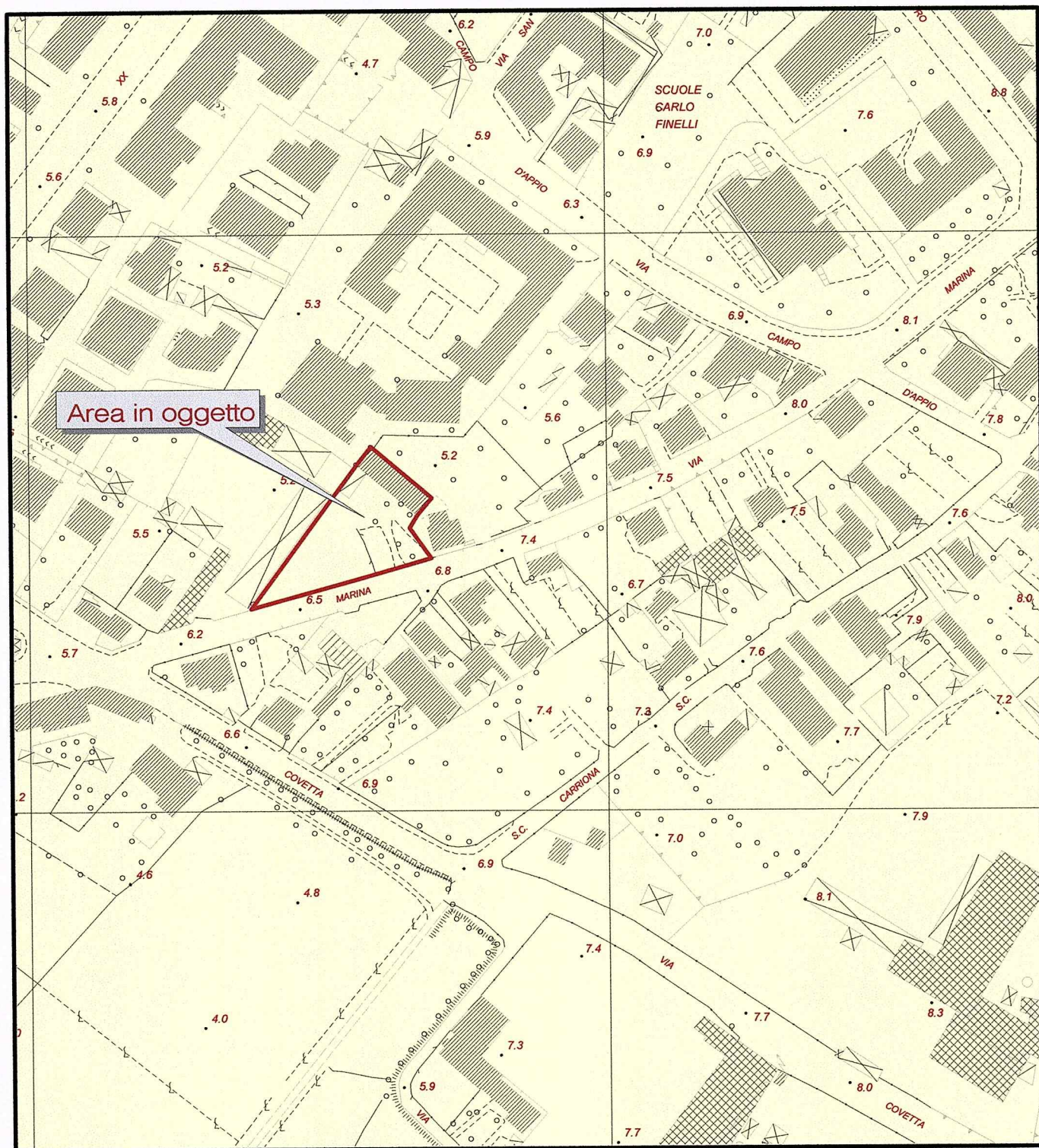


FIG. 2 CARTA GEOLOGICA
SCALA 1:2000

 Alluvioni terrazzate (at)

2.3.- Condizioni idrogeologiche del sito

I depositi alluvionali attuali sono molto permeabili per porosità a causa delle caratteristiche litologiche e lo scarso grado di addensamento; i litotipi di conoide sono considerati variabili da mediamente permeabili per porosità a molto permeabili per porosità a seconda della predominanza della componente sabbiosa o ghiaiosa e dello stato di addensamento.

Sotto l'aspetto idrogeologico nella pianura apuana si osserva una stretta relazione fra morfologia ed andamento della superficie piezometrica, sia nel periodo estivo che in quello invernale.

Da studi idrogeologici eseguiti nella pianura costiera (Pranzini 2000) si evince che la falda nel periodo di ricarica presenta un livello di circa 3-4 m al di sotto del piano campagna mentre nel periodo di magra raggiunge livelli di circa 4-5 m al di sotto del piano campagna, per questo onde evitare di andare ad intercettare la falda si suggerisce di operare nel periodo di minima ricarica della falda.

3.- VALUTAZIONI STRATIGRAFICHE E GEOTECNICHE

3.1.- Caratterizzazione geotecnica dei terreni

Per la caratterizzazione geotecnica dei terreni di copertura si sono utilizzati i dati ricavati dalle penetrometrie, dai sondaggi e dai dati d'archivio relativi ad analisi di laboratorio su campioni di terreno analoghi ottenuti nel corso di altre indagini. Tali terreni sono rappresentati da ghiaia e ciottoli in matrice limo sabbiosa e sono contraddistinte da caratteristiche geotecniche buone, con valori alti dei parametri di resistenza al taglio.

I terreni possono essere così caratterizzati dal punto di vista geotecnico:

- In superficie fino ai primi 60-80 cm, si incontra uno strato di sabbie limose con ghiaia poco addensate, caratterizzato da un angolo di attrito interno $\phi = 28^\circ$ - 30° e un peso di volume $\gamma = 1.8$ - 1.85 t/mc.
- Al di sotto, è presente uno strato di ghiaia e ciottoli in matrice limo sabbiosa, tale strato è caratterizzato da un angolo di attrito interno $\phi = 35$ - 40° ed un peso di volume $\gamma = 1.95$ - 2.0 t/mc.

3.2- Impostazione progettuale

Il progetto prevede la demolizione di un vecchio edificio posto nel limite della proprietà che occupa un'area di circa 255 mq e successivamente la costruzione di un nuovo edificio con una di superficie di circa 240 mq costituito da un piano seminterrato e da tre piani fuori terra con un sottotetto; la nuova struttura prevede una fondazioni a platea rigida incastrata a circa 2.8 metri di profondità dall'attuale piano campagna, per maggiori dettagli si rimanda alla relazione tecnica del progettista.

Secondo quanto indicati dal progettista, i carichi unitari massimi, considerate tutte le componenti permanenti e accessorie, risultano dell'ordine di circa 5-6 t/mq. Per effetto del decremento di carico per la realizzazione del vano interrato l'effettivo incremento di carico sul terreno risulterà estremamente modesto.

Pertanto dal punto di vista statico, la realizzazione dell'intervento di progetto, comporta quasi il mantenimento complessivo dell'equilibrio dei carichi sul terreno di sottotondo, senza alterare la stabilità preesistente nei terreni in oggetto, sia in termini di tensioni ammissibili, che di cedimenti ipotizzabili.

Dall'analisi stratigrafica e dalla sezione di progetto si evince che il nuovo manufatto vada a posare su un terreno ghiaioso sabbioso di ottime qualità geotecniche, attualmente si presume che la falda si trovi a circa 3-4 metri di profondità per cui lo scavo non andrà ad intercettare la falda è comunque consigliato operare in periodi asciutti quando la falda sarà sicuramente a quote inferiori.

Si ricorda per quanto riguarda la tenuta del piano interrato nei confronti delle infiltrazioni d'acqua di falda, si ritiene consigliabile il ricorso ad una guaina in p.v.c. impermeabilizzante tra magrone di sottofondo e soletta, oltre ad i consueti additivi nel getto di calcestruzzo.

3.3- Valutazioni sui carichi ammissibili e sui cedimenti

Tenendo conto dei parametri geotecnici e in considerazione dei carichi in gioco dovuti anche alla compensazione determinata dal vano interrato, si ritiene valida l'ipotesi della fondazione a platea. In questa ipotesi fondazionale, si è comunque ritenuto opportuno procedere alla valutazione dei carichi ammissibili e dei cedimenti teorici ipotizzabili.

3.3.1. Capacità portante

La verifica delle tensioni ammissibili è stata effettuata relativamente alla tipologia fondazionale ovvero una fondazione a platea delle dimensioni di m 11x24 appoggiata alla profondità di circa 2.80 m sotto il p.c. attuale. Il calcolo della capacità portante e del carico ammissibile dei terreni di fondazione è stato effettuato secondo la formula di Terzaghi per fondazioni superficiali:

$$q_{lim} = N_q \gamma_1 D \nu_D + N_c c \nu_c + N_\gamma \gamma_2 B/2 \nu_B$$

dove:

D = profondità d'incastro della fondazione
 γ_1 = peso di volume del terreno a fianco della fondazione
 γ_2 = peso di volume del terreno al di sotto della fondazione
c = coesione del terreno
B = larghezza della fondazione
 N_q , N_c , N_γ = coefficienti adimensionali funzioni di ϕ
 ν_D , ν_c , ν_B = coefficienti di forma

considerando puramente attritivo il terreno in corrispondenza della zona di involuppo degli sforzi di taglio e ipotizzando la falda a livello della fondazione. I risultati dei calcoli sono riportati nei prospetti che seguono.

CAPACITÀ PORTANTE

Larghezza fondazione : 11 m
Lunghezza fondazione : 24.00 m
Profondità d'incastro : 2.80 m

PARAMETRI DEL TERRENO

Su cui poggia il piano di fondazione

Coesione : 0
Angolo di attrito (ϕ) : 35°
Peso di volume del terreno: 2.0 ton/mc

Capacità portante	:	45 kg/cmq
Coefficiente di sicurezza imposto	:	3
Carico di sicurezza	:	15 kg/cmq

Dal calcolo risulta che il carico di sicurezza (con $F = 3$) è dell'ordine di 15 kg/cmq valore più che sufficiente per i carichi in gioco.

3.3.2. Cedimenti

In considerazione della presenza di un orizzonte di depositi potenzialmente compressibili nell'ambito delle zone d'influenza dei carichi di progetto, si è proceduto alla valutazione degli assestamenti del terreno di fondazione sotto un carico totale dovuto alle strutture stimato pari a 0.3-0.5 kg/cmq, tenendo conto della tipologia fondazionale ovvero platea delle dimensioni di m 8x15, incastrata alla profondità di m 3 dal piano campagna.

I cedimenti per azione del consolidamento sotto carico del terreno di fondazione sono stati valutati sulla Teoria della consolidazione di Terzaghi nella quale il cedimento totale ($\Sigma\Delta h$) è dato dalla sommatoria dei cedimenti dei singoli strati di terreno interessati dal sovraccarico indotto. Ciò è espresso dalla relazione:

$$\Delta H = \Delta p_z \times h \times m_v \quad \text{dove}$$

ΔH = cedimento del singolo strato (cm);

h = spessore dello strato (cm);

Δp_z = incremento di pressione verticale alla quota media dello strato, calcolato secondo la teoria dell'elasticità di Boussinesq (kg/cmq);

m_v = coefficiente di compressibilità volumetrica del terreno (cmq/kg).

In allegato sono presenti i tabulati di calcolo.

Il cedimento teorico assoluto calcolato risulta quindi modesto, tenendo peraltro conto che il metodo di calcolo, in assenza di prove edometriche su campioni indisturbati dei terreni di sottofondo, è in genere abbastanza cautelativo, consentendo di apprezzare il limite superiore del "range" dell'assestamento.

4. CONCLUSIONI

Dalle indagini svolte sull'area d'indagine e su un intorno significativo dell'area d'intervento si ritiene la fattibilità dal punto di vista geomorfologico in quanto non sono stati rilevati sintomi che indichino fenomenologie gravitative potenziali e in atto.

Dal punto di vista dell'azione sul suolo e sottosuolo, dalle prove geognostiche e i calcoli effettuati, il fabbricato non comporta sostanziali aggravii della situazione esistente.

Si raccomanda solamente nell'esecuzione de lavori di scavo necessari per la realizzazione del piano interrato, che siano impiegate, tutte le cautele necessarie, quali scavi a brevi tratti, adeguato sostegno dei fronti di scavo, onde evitare possibili franamenti dei fronti stessi.

In conclusione dalle indagini svolte si evince che non esistono alcuni limiti geomorfologici geotecnici tale da impedire la realizzazione dell'edificio ubicato in Via Marina in loc. Avenza nel Comune di Carrara.

Massa, Aprile 2006

Dott. Geol. Luca Niccoli



***CALCOLO PORTANZA E CEDIMENTI
DI FONDAZIONI SUPERFICIALI***

DATI GENERALI

Larghezza fondazione	11.0 m
Lunghezza fondazione	24.0 m
Profondità piano di posa	2.8 m
Altezza di incastro	0.0 m
Inclinazione piano di posa	0.0°
Inclinazione pendio	0.0°
Fs di sicurezza sul carico limite	3.0
Acc. massima orizzontale (g)	0.07
Cedimento dopo T anni	0.0
Profondità falda	2.8

STRATIGRAFIA TERRENO

DH: Spessore dello strato; Gam: Peso unità di volume; Gams: Peso unità di volume saturo; Fi: Angolo di attrito; Ficorr: Angolo di attrito corretto secondo Terzaghi; c: Coesione; c Corr: Coesione corretta secondo Terzaghi; Ey: Modulo Elastico; Ed: Modulo Edometrico; Ni: Poisson; Cv: Coeff. consolidaz. primaria; Cs: Coeff. consolidazione secondaria

DH (m)	Gam (Kg/m³)	Gams (Kg/m³)	Fi (°)	Fi Corr. (°)	c (Kg/cm²)	c Corr. (Kg/cm²)	Ey (Kg/cm²)	Ed (Kg/cm²)	Ni	Cv (cmq/s)	Cs
0.8	1800.0	1900.0	28.0	28	0.0	0.0	100.0	0.0	0.3	0.0	0.0
6.0	1950.0	2100.0	35.0	35	0.0	0.0	500.0	0.0	0.25	0.0	0.0

CARICHI AGENTI SULLA FONDAZIONE (Provenienti da struttura)

Pressione verticale (Kg/m²)	6000.0
-----------------------------	--------

CARICO LIMITE SECONDO HANSEN (1970)

Fattore Nq	33.3
Fattore Nc	46.12
Fattore Ng	33.92
Fattore Sc	1.0
Fattore Dc	1.1
Fattore Ic	1.0
Fattore Gc	1.0
Fattore Bc	1.0
Fattore Sq	1.32
Fattore Dq	1.06
Fattore Iq	1.0
Fattore Gq	1.0
Fattore Bq	1.0
Fattore Sg	0.82
Fattore Dg	1.0
Fattore Ig	1.0
Fattore Gg	1.0
Fattore Bg	1.0

Pressione limite	41.77 Kg/cm²
------------------	--------------

Pressione ammissibile 13.92 Kg/cm²

CARICO LIMITE SECONDO TERZAGHI (1955)

Fattore Nq	41.44
Fattore Nc	57.75
Fattore Ng	42.43
Fattore Sc	1.0
Fattore Sg	1.0

Pressione limite 47.8 Kg/cm²
Pressione ammissibile 15.93 Kg/cm²

CARICO LIMITE SECONDO MEYERHOF (1963)

Fattore Nq	33.3
Fattore Nc	46.12
Fattore Ng	37.15
Fattore Sc	1.34
Fattore Dc	1.1
Fattore Sq	1.17
Fattore Dq	1.05
Fattore Sg	1.17
Fattore Dg	1.05

Pressione limite 49.37 Kg/cm²
Pressione ammissibile 16.46 Kg/cm²

CARICO LIMITE SECONDO VESIC (1975)

Fattore Nq	33.3
Fattore Nc	46.12
Fattore Ng	48.03
Fattore Sc	1.0
Fattore Dc	1.1
Fattore Sq	1.0
Fattore Dq	1.0
Fattore Sg	1.0
Fattore Dg	1.32

Pressione limite 48.74 Kg/cm²
Pressione ammissibile 16.25 Kg/cm²

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982) Senza correzione geometrica

k 19.12 Kg/cm³

CEDIMENTI ELASTICI

Coefficiente di influenza I1	0.41
Coefficiente di influenza I2	0.09
Coefficiente di influenza Is	0.3
Cedimento al centro della fondazione	1.5 mm
Cedimento al bordo	2.94 mm

CEDIMENTI PER OGNI STRATO

*Cedimento edometrico calcolato con: Metodo consolidazione monodimensionale di Terzaghi

Z: Profondità media dello strato; Dp: Incremento di tensione; Wc: Cedimento di consolidazione; Ws: Cedimento secondario (deformazioni viscosi); Wt: Cedimento totale.

Strato	Z (m)	Tensione (Kg/cm ²)	Dp (Kg/cm ²)	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
--------	----------	-----------------------------------	-----------------------------	--------	------------	------------	------------

