

Andrea Atzeni

LEZIONI DI COSTRUZIONI MARITTIME

SECONDA EDIZIONE

COPYRIGHT © 2015  
PM edizioni  
via XXIV Maggio, 1  
00049 Velletri (RM)

[www.pmedizioni.it](http://www.pmedizioni.it)

I diritti di traduzione, di memorizzazione elettronica, di riproduzione e di adattamento anche parziale, con qualsiasi mezzo, sono riservati per tutti i Paesi.  
Non sono assolutamente consentite le fotocopie senza il permesso scritto dell'Editore.

ISBN 978-88-99565-07-7  
Seconda edizione: novembre 2015

## INDICE

PREFAZIONE ALLA SECONDA EDIZIONE	XI
PREFAZIONE ALL PRIMA EDIZIONE	XIII
<b>Capitolo 1 TERRENI E FONDAZIONI NELLE COSTRUZIONI MARITTIME</b>	
1.1 FONDAZIONI E SUOLI DI FONDAZIONE	3
1.1.1 VALORI CARATTERISTICI DEI PARAMETRI GEOTECNICI	4
1.2 TIPI DI SUOLI	5
1.2.1 GRANDEZZE SCALARI DELLE TERRE	6
1.2.2 PRESSIONE TOTALE, NEUTRALE, EFFICACE	7
1.2.3 FILTRAZIONE, SIFONAMENTO, SOLLEVAMENTO DEL SUOLO	9
1.2.3.1 Filtrazione	9
1.2.3.2 Dimensionamento della Tura che Circoscrive il Cantiere	12
1.2.3.3 Sifonamento	13
1.2.3.4 Sollevamento del Suolo	15
1.2.3.5 Filtrazione Attraverso un Argine di Contenimento di una Colmata Idraulica	15
1.2.4 CONSOLIDAZIONE	17
1.2.5 PROVA EDOMETRICA STANDARD	19
1.2.5.1 Cedimento edometrico del Terreno di Fondazione	21
1.2.5.2 Grado di Consolidazione	22
1.2.6 COSTIPAMENTO	23
1.2.7 PROVE DI PIASTRA	25
1.2.8 RESISTENZA AL TAGLIO	26
1.2.8.1 Stati di Equilibrio Plastico di Rankine	29
1.2.8.2 Applicazione degli Stati di Equilibrio Plastico Attivo e Passivo	31
1.2.8.3 Attivazione dei Coefficienti di Spinta Attivo e Passivo	32
1.2.8.4 Misura in Laboratorio della Resistenza al Taglio	32
1.2.9 SONDAGGI, CAMPIONAMENTI E PROVE IN SITU	35
1.2.9.1 Sondaggi e Prelievo di Campioni	36
1.2.9.2 Prove in Situ	37
1.2.9.2 a) Penetrometro Statico	37
1.2.9.2 b) Penetrometro Dinamico	38
1.2.9.2 c) Prova Scissometrica	39
1.3 CAPACITÀ PORTANTE DELLE FONDAZIONI	40
1.3.1 CAPACITÀ PORTANTE DI UNA FONDAZIONE SUPERFICIALE	41
1.3.1.1 Terreno Dotato di Sola Coesione	41
1.3.1.2 Terreno Dotato di Attrito e Coesione	43
1.3.1.3 Fattore di Sicurezza Globale e Approcci Progettuali	46
1.3.2 FONDAZIONI PROFONDE	48
1.3.2.1 Pali Verticali Sottoposti a Forze Orizzontali	55
1.3.2.2 Pali in Gruppo	59
1.4 DISTRIBUZIONE NEL SUOLO DELLA PRESSIONE VERTICALE PRODOTTA DA UN CARICO	61
1.5 STABILITÀ DEI PENDII	62

1.5.1 SUPERFICI DI ROTTURA PIANE	63
1.5.2 SUPERFICI DI ROTTURA CIRCOLARI	66
1.5.3 SUPERFICI DI ROTTURA QUALSIASI	68
<b>Caso di Studio 1.1</b>	70

## Capitolo 2 MATERIALI DA COSTRUZIONE NELLE OPERE MARITTIME

2.1 MATERIALI LAPIDEI E LORO IMPIEGO	77
2.1.1 CLASSIFICAZIONI E CARATTERISTICHE FISICHE DELLE ROCCE	77
2.1.1.1 Classificazione Geologica	77
2.1.1.2 Impiego delle rocce nelle Opere Marittime	78
2.1.1.3 Compattezza e Resistenza del Materiale Lapideo	79
2.1.1.4 Densità Apparente	80
2.1.1.5 Forma del Materiale Lapideo	81
2.1.1.6 Classificazione Granulometrica	82
2.1.2 RESISTENZA E CAUSE DI ROTTURA DEI SINGOLI MASSI	84
2.1.3 CAVE PER LA PRODUZIONE DI MASSI DI MANTELLATA	85
2.1.4 CAVE PER LA PRODUZIONE DELLE DIVERSE PEZZATURE RICHIESTE DA UN'OPERA A GETTATA	86
2.1.5 REQUISITI DI ACCETTABILITÀ	87
2.2 CALCESTRUZZI E MALTE CEMENTIZIE	88
2.2.1 CEMENTO	88
2.2.1.1 Cemento Portland	89
2.2.1.2 Cemento Pozzolánico	90
2.2.1.3 Cemento d'Alto Forno	91
2.2.1.4 Cemento Alluminoso	92
2.2.2 INERTI	92
2.2.3 ACQUA	96
2.2.4 ADDITIVI	96
2.2.5 CALCESTRUZZO	97
2.2.5.1 Proporzioni dei Componenti dell'Impasto	98
2.2.5.2 Controllo di Produzione	103
2.2.5.3 Controllo di Accettazione	104
2.2.5.4 Armatura del Calcestruzzo	105
2.2.6 GETTI SUBACQUEI	106
2.2.7 DURABILITÀ DEL CEMENTO ARMATO	108
2.2.7.1 Agenti Aggressivi e Corrosivi	109
2.2.7.2 Acque Neutre	111
2.2.7.3 Acque Contendenti $CO_2$	112
2.2.7.4 Acque Contendenti Solfati	113
2.2.7.5 Acque Contendenti Cloruri	113
2.2.7.6 Acqua di Mare	114
2.2.7.7 Classi di Esposizione	115
2.3 ACCIAIO E GHISA	117
2.3.1 LA CORROSIONE DEL FERRO E I MEZZI PER CONTRASTARLA	118
2.3.2 ACCIAI LEGATI	122
2.4 GEOTESSILI	123

### Capitolo 3 NAVI, CANALI NAVIGABILI E SEGNALAMENTI MARITTIMI

3.1 LE NAVI MODERNE	127
3.1.1 SFORZI AGENTI SULLE NAVI	131
3.1.2 PROPULSIONE	132
3.1.3 STABILITÀ DELL'EQUILIBRIO DEI NATANTI	134
3.1.4 NATANTI ZAVORRATI CON UN LIQUIDO	137
3.1.5 MANOVRE DELLE NAVI	140
3.1.5.1 Evoluzione	141
3.1.5.2 Manovra di Arresto della Nave	143
3.1.5.3 Inversione di Marcia	143
3.1.5.4 Manovra di Accosto	144
3.1.5 ORMEGGIO DELLE NAVI	149
3.2 CANALE DI ACCESSO	150
3.2.1 DIMENSIONAMENTO DEL CANALE	153
3.2.1.1 Larghezza nelle Tratte Rettilinee	153
3.2.2 PROFONDITÀ	154
3.2.3 TRACCIATO PLANIMETRICO E LARGHEZZA IN CURVA	157
3.3 SEGNALAMENTI MARITTIMI	158
3.3.1 FARI, FANALI, MEDE, BOE	159
Esercizio 3.1. Verifica della stabilità di un cassone cellulare	164
Esercizio 3.2. Calcolo dei parabordi e del tiro alle bitte di una banchina per navi container post panamax	167

### Capitolo 4 I PORTI MARITTIMI

4.1 INFRASTRUTTURE PORTUALI	173
4.2 CLASSIFICAZIONI DEI PORTI	175
4.3 CRITERI DI DIMENSIONAMENTO DELLE BOCHE DI PORTO E DEGLI AVAMPORTI	177
4.4 EVOLUZIONE DELLE INFRASTRUTTURE PORTUALI	177
4.4.1 BANCHINE PER MERCI VARIE	177
4.4.2 BANCHINE MODERNE PER MERCI ALLA RINFUSA	178
4.4.3 ATTRACCHI PER IDROCARBURI E GAS LIQUEFATTI	182
4.4.4 ATTRACCHI PER NAVI A CARICO/SCARICO ORIZZONTALE E MISTO	184
4.4.5 TERMINAL CONTAINER	185
4.4.6 DARSENE E PORTI TURISTICI	186

### Capitolo 5 OPERE DI DIFESA

5.1 CLASSIFICAZIONE E TIPI DI OPERE DI DIFESA	195
5.2 LE OPERE DI DIFESA A GETTATA	199
5.2.1 SCARPA DEI PARAMENTI DI MONTE E DI VALLE	201
5.2.2 LIMITI INFERIORE E SUPERIORE DELLA MANTELLATA	201
5.2.3 SPESSORE DELLA MANTELLATA	203
5.2.4 LARGHEZZA DELLE BERME	204
5.2.5 LARGHEZZA DELLA SEZIONE AL CORONAMENTO	204
5.2.6 STRATI FILTRO, SPESSORI E MASSA DEGLI ELEMENTI	204

5.2.7	MASSA DEGLI ELEMENTI DEL NUCLEO	204
5.2.8	MASSA DEGLI ELEMENTI DI MANTELLATA	205
5.2.8.1	Formula di Hudson	205
5.2.8.2	Formule di Van der Meer	207
5.2.8.3	Espressioni delle Formule di Van der Meer per l'Uso Progettuale	210
5.2.9	GRADO DI ASSORTIMENTO DEI MASSI	212
5.2.10	TRASFORMAZIONI DAL VOLUME ALLA MASSA DELLA MANTELLATA	215
5.2.11	MASSICCIO DI CORONAMENTO	215
5.2.11.1	Determinazione delle Pressioni Generate dal Moto Ondoso	216
5.2.11.2	Verifiche di Stabilità (tensioni ammissibili)	218
5.2.11.3	Verifica agli Stati Limite Ultimi	219
5.2.12	CAPACITÀ PORTANTE DEL TERRENO DI FONDAZIONE	220
5.2.12.1	Capacità Portante di un Terreno Omogeneo Coesivo	221
5.2.12.2	Capacità Portante di un Terreno Coesivo Molle Compreso tra Due Strati Compatti	221
5.2.12.3	Verifica della Capacità Portante agli Stati Limite Ultimi	222
5.2.12.4	Stabilità d'Insieme Scogliera-Terreno	223
5.2.12.5	Effetti Sismici sulle Scogliere	223
5.3	CRITERI COSTRUTTIVI DELLE OPERE A GETTATA	223
5.4	OPERE DI DIFESA A PARETE VERTICALE	226
5.5	OPERE DI DIFESA COMPOSITE	228
5.5.1	CALCOLO DELLE PRESSIONI SECONDO MINIKIN	229
5.5.2	CALCOLO DELLE PRESSIONI SECONDO GODA	230
5.5.3	SCANNO DI BASE E PROTEZIONE AL PIEDE	231
5.5.4	STABILITÀ DEL TERRENO DI FONDAZIONE NELLE DIFESE RIFLETENTI E COMPOSITE	233
5.5.4.1	Verifica della Capacità Portante (tensioni ammissibili)	233
5.5.4.2	Verifica agli Stati Limite Ultimi	234
5.5.4.3	Calcolo dei Cedimenti	235
5.5.4.4	Verifica dell'Equilibrio Terreno-Struttura	236
5.6	SORMONTO	237
5.6.1	RUN-UP AL 2%	237
5.6.2	PORTATA, VOLUME DEL SORMONTO E CONSEGUENTI RISCHI	238
5.6.2.1	Opere di Difesa Radenti	240
5.6.2.2	Opere di Difesa Portuali a Gettata	241
5.6.2.3	Opere di Difesa a Parete Verticale e Muri a Mare	242
5.7	SULLA VALUTAZIONE DELL'AFFIDABILITÀ DELL'OPERA DI DIFESA	243
5.8	PROGETTAZIONE DI III LIVELLO	246
Esercizio 5.1.	Dimensionamento di un'opera di difesa a gettata e verifica del massiccio di coronamento	248
Esercizio 5.2	Calcolo delle masse degli elementi lapidei di mantellata e filtro, e dei volumi di nucleo	252
Esercizio 5.3.	Verifica di un'opera di difesa a parete verticale riflettente	254

**Capitolo 6 OPERE DI ACCOSTO E ORMEGGIO**

6.1 FUNZIONI, DIMENSIONI E SOLLECITAZIONI COMUNI NELLE OPERE DI ACCOSTO E ORMEGGIO	261
6.1.1 DIMENSIONI COMUNI	261
6.1.2 SOLLECITAZIONI COMUNI	261
6.1.2.1 Sollecitazioni Dovute alla Manovra di Accosto	262
6.1.2.2 Sollecitazioni Dovute al Vento	264
6.1.2.3 Carichi Accidentali	265
6.2 TIPI DI BANCHINE E ASPETTI COSTRUTTIVI	266
6.2.1 BANCHINE A GRAVITÀ	266
6.2.2 BANCHINE A PARATIE	267
6.2.3 BANCHINE DANESI	269
6.2.4 BANCHINE A GIORNO	270
6.3 SOLLECITAZIONI PRODOTTE DALLE ELICHE DELLE NAVI	271
6.4 LA SPINTA DELLE TERRE	272
6.5 PROGETTAZIONE DELLE PARATIE	276
6.5.1 DISLIVELLO FALDA-MARE	277
6.5.2 PARATIE A MENSOLA	279
6.5.3 PARATIE TIRANTATE	279
6.5.3.1 Paratie con Appoggio Libero	279
6.5.3.2 Paratie Incastrate	281
6.5.3.3 Posizione della Piastra di Ancoraggio	282
6.5.4 CALCOLO DELLA BANCHINA DANESE	283
6.6 BANCHINE TIPO DANESI DI NUOVA CONCEZIONE	284
6.7 PONTILI A GIORNO	286
6.8 APPRODI IN MARE APERTO	287
6.8.1 SOLLECITAZIONI SUI PALI DOVUTE AL MOTO ONDOSO E ALLE CORRENTI	288
6.8.2 CALCOLO DELLE BRICCOLE	296
6.8.2.1 Briccole Rigide	296
6.8.2.2 Briccole Flessibili	298
6.8.2.3 Pali in gruppo	300
6.9 VERIFICA AGLI STATI LIMITE DELLE OPERE D'ACCOSTO	300
6.9.1 BANCHINE A GRAVITÀ	301
6.9.2 BANCHINE A PARATIE	301
6.9.3 BANCHINE A GORNO, PONTILI E BRICCOLE	302
6.10 PARABORDI	303
6.11 ALTRI ACCESSORI	305
Esercizio 6.1. Dimensionamento di una paratia incastrata e tirantata	310
Esercizio 6.2. Calcolo del dislivello di progetto falda piazzale-mare	314

**Capitolo 7 SICUREZZA E EFFICIENZA OPERATIVA DEI PORTI**

7.1 ATTERRAGGIO IN SICUREZZA	321
7.2 OPERATIVITÀ ED EFFICIENZA OPERATIVA DEI PORTI	323
7.3 FORZANTI DEL MOVIMENTO DELLE NAVI ORMEGGIATE	324
7.3.1 IL VENTO	325
7.3.2 LE CORRENTI	325

7.3.3 IL MOTO ONDOSO	325
7.3.4 LA RISONANZA NEI PORTI	326
7.3.5 LA MAREA E LE VARIAZIONI DEL CARICO	327
7.3.6 IL PASSAGGIO DI NAVI	327
7.4 REAZIONI CHE CONDIZIONANO IL MOVIMENTO DELLE NAVI	328
7.4.1 CAVI D'ORMEGGIO	328
7.4.2 PARABORDI	328
7.4.3 INERZIA AGGIUNTIVA E SMORZAMENTO DOVUTO ALL'ACQUA	328
7.5 MOVIMENTO DELLA NAVE ALL'ORMEGGIO	329
7.6 PERIODI DI RISONANZA DELLE NAVI	329
7.7 POTERE RIDUTTORE DEI PORTI	330
7.7.1 SCELTA DEI PUNTI DI CALCOLO DEL POTERE RIDUTTORE	330
7.8 AGITAZIONE AMMISSIBILE NEL PORTO	331
7.8.1 LIMITI DI ALTEZZA DELLE ONDE DI GRAVITÀ	332
7.8.2 LIMITI DI ALTEZZA DELLE ONDE DI INFRAGRAVITÀ	332
7.9 CALCOLO DELL'ALTEZZA DELL'ONDA IN UN PORTO	333
7.10 CRITERI PER ATTENUARE L'AGITAZIONE NEI PORTI	334

## **Capitolo 8 CANTIERI NAVALI, BACINI DI CARENAGGIO, CHIUSE E ALTRI MEZZI PER LA MOVIMENTAZIONE DELLE NAVI**

8.1 CANTIERI NAVALI	339
8.2 BACINI DI CARENAGGIO FISSI	340
8.2.1 FORME E DIMENSIONI	340
8.2.2 CARATTERISTICHE STRUTTURALI	341
8.2.3 SOLLECITAZIONI E CALCOLO DI STABILITÀ	342
8.2.4 DISPOSITIVI DI CHIUSURA	343
8.2.5 DISPOSITIVI DI SVUOTAMENTO E RIEMPIMENTO	345
8.2.6 ACCESSORI	346
8.3 CHIUSE MARITTIME E CONCHE DI NAVIGAZIONE	347
8.3.1 DIMENSIONI	348
8.3.2 DISPOSITIVI PER LA REGOLAZIONE DEI LIVELLI	349
8.3.3 ACCESSORI	349
8.4 BACINI DI CARENAGGIO GALLEGGIANTI	349
8.5 SCALI D'ALAGGIO	350
8.5.1 SCALI LONGITUDINALI	350
8.5.2 SCALI TRASVERSALI	352
8.6 PIATTAFORME DI SALPAMENTO (SHIP LIFT)	352
8.7 GRU A PORTALE (TRAVEL LIFT)	353
8.8 SISTEMI PER LA MOVIMENTAZIONE ORIZZONTALE DELLE NAVI	354

## **Capitolo 9 DRAGAGGI, DRAGHE E ALTRI MEZZI D'OPERA MARITTIMI**

9.1 PROVENIENZA E CARATTERIZZAZIONE DEI MATERIALI DI DRAGAGGIO	359
9.2 TRATTAMENTO DEI MATERIALI DRAGATI	360
9.3 CLASSIFICAZIONE DELLE CASSE DI COLMATA	361



9.3.1 CASSE DI COLMATA A TERRA	361
9.3.2 CASSE DI COLMATA A MARE, A CONTATTO CON LA RIVA	362
9.3.2 CASSE DI COLMATA IN MARE APERTO	362
9.4 TRASFORMAZIONI FISICO-CHIMICHE DEI DEPOSITI	363
9.5 MEZZI DI FRANTUMAZIONE	364
9.6 MEZZI EFFOSSORI	365
9.6.1 DRAGHE A BENNA MORDENTE	366
9.6.2 DRAGA A BENNA ROVESCIA	366
9.6.3 DRAGA A SECCHIE	368
9.6.4 DRAGHE ASPIRANTI IN MARCIA E ASPIRANTE STAZIONARIE	369
9.6.5 DRAGA ASPIRANTE RIFLUENTE STAZIONARIA	371
9.6.6 MEZZI A SERVIZIO DELLE DRAGHE	374
9.7 ALTRI MEZZI DI LAVORO MARITTIMI	374
9.7.1 RIMORCHIATORI E MOTOLANCE	375
9.7.2 PONTONI DI SOLLEVAMENTO	377
9.7.3 PONTONI DA CARICO	380
9.7.4 BACINI DI COSTRUZIONE DI CASSONI CELLULARI	380
9.7.5 BETTE	381
9.7.6 MOTOBARCHE	381
Esercizio 9.1. Calcolo della potenza di una draga stazionaria aspirante-rifluente	384

## Capitolo 10 I MODELLI IDRAULICI

10.1 DEFINIZIONI E CLASSIFICAZIONI	387
10.1.1 MODELLI FISICI	387
10.1.2 MODELLI MATEMATICI	388
10.2 SCALA DEI MODELLI FISICI, AFFINITÀ E DIFFERENZE CON I MODELLI NUMERICI	389
10.3 LE LEGGI DELLA SIMILITUDINE	390
10.4 ANALISI DIMENSIONALE	391
10.4.1 LA SIMILITUDINE DI FROUDE	392
10.4.2 SIMILITUDINE DI REYNOLDS	394
10.5 LIMITI DEI MODELLI FISICI	395
10.6 APPLICABILITÀ DEI MODELLI IN SIMILITUDINE DI FROUDE	396
10.7 RAPPORTI DI SCALA DELLE FORZE ESERCITATE DALLE ONDE SULLE STRUTTURE	399
10.7.1 VERIFICA SU MODELLO FISICO DI UN'OPERA DI DIFESA A GETTATA	401
10.7.2 RESISTENZA AL MOTO DEI NATANTI	403
10.8 MODELLI A SCALE DISTORTE	404
10.9 MODELLI MATEMATICI E NUMERICI	405
10.9.1 MODELLI DI RICOSTRUZIONE E PREVISIONE DEL MOTO ONDOSI	407
10.9.2 MODELLI DI CALCOLO DI TRASFORMAZIONI DELLE ONDE IN ASSENZA DI OSTACOLI	407
10.9.3 MODELLI DI CALCOLO DI TRASFORMAZIONI DELLE ONDE IN PRESENZA DI OSTACOLI	409

10.9.4 MODELLI DI CALCOLO DELLE CORRENTI_____	411
10.9.5 MODELLI DI TRASPORTO DEI SEDIMENTI_____	411
10.9.6 MODELLI DI SIMULAZIONE DELLA NAVIGAZIONE_____	412
10.9.7 MODELLI PER IL DIMENSIONAMENTO E LA VERIFICA DEI FRANGIFLUTTI_____	413

## **CAPITOLO 11 PROGETTAZIONE SISMICA DELLE OPERE MARITTIME**

11.1 CAUSA DEI TERREMOTI E LORO INTENSITÀ_____	417
11.2 STATISTICA DEI TERREMOTI_____	418
11.3 ZONE SORGENTE E PROPAGAZIONE DEI TERREMOTI_____	419
11.4 PROBABILITÀ DI ACCADIMENTO_____	421
11.5 GUIDA ALLA SCELTA DELLA PERFORMANCE DELL'OPERA_____	421
11.6 COSTRUZIONI SOGGETTE A TERREMOTI (NTC 2008)_____	423
11.6.1 VITA NOMINALE DELLE OPERE CIVILI_____	423
11.6.2 STATI LIMITE E PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO_____	425
11.6.3 CATEGORIA DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE_____	425
11.6.4 VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA_____	426
11.7 ESEMPI DI DANNI SULLE OPERE PORTUALI_____	428
11.7.1 BANCHINE A GRAVITÀ_____	428
11.7.2 BANCHINE A PARATIE_____	429
11.7.3 BANCHINE A GIORNO_____	430
11.7.4 OPERE DI DIFESA PORTUALI_____	430
11.8 LIQUEFAZIONE_____	431
11.9 VERIFICA SISMICA DELLE BANCHINE A GRAVITÀ_____	437
11.10 BANCHINE A PARATIE TIRANTATE_____	439
11.11 BANCHINE A GIORNO_____	441
11.12 OPERE DI DIFESA A GETTATA_____	443
Esercizio 11.1. Verifica sismica SLV di una banchina a gravità_____	446
<b>Testi di approfondimento_____</b>	<b>451</b>
<b>Riferimenti bibliografici_____</b>	<b>452</b>
<b>Indice analitico_____</b>	<b>457</b>

## PREFAZIONE ALLA SECONDA EDIZIONE

Dalla prima edizione di questo volume sono trascorsi ormai quattro anni. Da ciò è nata l'esigenza di aggiornare le caratteristiche dei materiali e i criteri progettuali delle costruzioni marittime inserendovi, tra l'altro, le norme progettuali delle verifiche agli stati limite ultimi (SLU) e di esercizio (SLE). Tali modalità nella precedente edizione erano state trattate brevemente solo nel Capitolo 11 riservato alle verifiche e agli effetti dei sismi sulle costruzioni marittime.

La prima edizione era dedicata essenzialmente agli studenti del corso di laurea in ingegneria civile e per questo era stata curata in particolare la facilitazione della comprensione del testo con particolare riferimento alle dimostrazioni delle formule. La presente edizione, pur conservando tale facilitazione, è dedicata anche ai professionisti che si occupano delle opere marittime siano essi progettisti, costruttori o ricercatori.

Con questo obbiettivo le pagine sono state portate dalle 408 della precedente edizione alle 466 della presente e sono state introdotte nuove figure e tabelle, nuovi esempi esplicativi e esercizi. I testi consigliati sono aumentati da 18 a 20 e i riferimenti bibliografici da 68 a 77.

I nuovi argomenti introdotti riguardano, come si è accennato, gli approcci progettuali degli Euro-Codici e delle NTC 2008. Per le modalità progettuali e le valutazioni commerciali dei materiali lapidei si è fatto riferimento in particolare, oltre all'esperienza da me maturata nel campo, al Rock Manual che stabilisce le classi e i limiti di assortimento dei massi pesanti (adatti per le mantellate), di quelli leggeri (adatti per il nucleo) e di quelli di pezzatura intermedia (adatti in gran parte per la mantellata, in parte per lo strato filtro e in parte per il nucleo). Seguendo il Rock Manual, il Libro fornisce i criteri da seguire per la quantificazione delle masse dei materiali lapidei da mettere in opera, dati i volumi, e la percentuale di ciascuna categoria da attribuire ai diversi strati per una più razionale e obiettiva valutazione dei costi.

Dei materiali da costruzione, in particolare i calcestruzzi semplici e armati, sono state segnalate le più avanzate innovazioni sulle loro caratteristiche, finalizzate alla durabilità delle costruzioni civili, problema particolarmente sentito nelle costruzioni marittime.

Sono state introdotte le verifiche agli stati limite delle opere di difesa nei confronti delle resistenze delle scogliere rispetto ai manufatti rigidi dei massicci di coronamento e quelle degli scanni d'appoggio delle dighe a parete verticale; sono stati forniti anche gli elementi guida per le verifiche EQU e GEO dei terreni di fondazione di queste opere.

Un altro aspetto non considerato nella precedente edizione riguarda la tracimazione, nota con il termine di *sormonto d'onda* (wave overtopping), delle opere di difesa portuali e costiere da parte delle onde. Seguendo il manuale Eurotop, sono state esaminate le condizioni di rischio da considerare per la limitazione del sormonto in base alla scelta della quota del coronamento dell'opera, tenendo presenti le esigenze della praticabilità dei moli e delle difese radenti.

Delle opere di difesa sono state esaminate brevemente le forme di progettazione probabilistiche di secondo e terzo livello adottate per queste opere, le quali pur non potendosi inquadrare tra le norme delle verifiche agli stati limite hanno in comune con queste le basi della progettazione informate al principio legato all'aleatorietà di tutti gli elementi, siano essi materiali, risultati di prove, formule applicative derivate etc...., che concorrono nelle verifiche progettuali, entro limiti di sicurezza prestabiliti.

Dettate dalla necessità di risolvere, anche in termini economici, l'esigenza di fondali al piede di banchina sempre più profondi, specialmente in presenza di terreni di scarse capacità portanti, sono state presentate le opere d'accosto danesi di nuova concezione di

tipo olandese, che applicano particolari tecnologie costruttive composte da sistemi di pali in acciaio fortemente inclinati, fungenti da tiranti, e palancole, di non facile realizzazione senza adeguate attrezzature. Il problema degli alti fondali delle banchine, su terreni di scarse capacità portanti in Italia è stato risolto con una tecnologia, diversa da quella olandese ma mantenendo il principio della banchina danese, basata su diaframmi in calcestruzzo armato e pali verticali a sostegno di una piastra (funzionante anche da tirante), a sua volta ancorata a un sistema di diaframmi di retro-banchina.

Infine, è stato presentato un criterio originale di determinazione del dislivello tra il livello della falda idrica del terrapieno retrostante la banchina a paratie e il mare da cui dipendono, oltre a tutte le altre azioni, le condizioni di carico da porre a base delle verifiche agli stati limite ultimi UPL e HYD di questo tipo di costruzione.

Andrea Atzeni  
Cagliari, settembre 2015

**RINGRAZIAMENTI.** Sono grato al dott. ing. Andrea Sulis, Ricercatore presso il Dipartimento di Ingegneria Civile della Facoltà di Ingegneria dell'Università di Cagliari, per avermi, ancora una volta, supportato nella lettura del manoscritto, dandomi sempre i preziosi suggerimenti utili per facilitare la comprensione del testo.

Ringrazio sempre mio figlio Paolo, ingegnere libero professionista che lavora nel campo dell'Ingegneria Marittima e Costiera anche collaborando con Società di Ingegneria che operano nell'ambito di questa materia a livello nazionale e internazionale, per aver contribuito criticamente alla revisione del manoscritto.

Ringrazio inoltre l'ing. Giovanni Oggiano e l'ing. Stefano Ponti ingegneri progettisti che operano nel campo delle opere marittime per avermi aiutato nelle parti del Libro dedicate alle caratteristiche geotecniche e per la cura posta nella grafica delle figure presenti nel testo.

Resta in me sempre presente il pensiero di gratitudine nei confronti dei miei maestri: il prof. ing. Costantino A. Fassò che mi ha insegnato il metodo e il rigore per affrontare i problemi dell'idraulica e il prof. ing. Carlo Greco che, scegliendomi al suo fianco nella direzione dei lavori del Porto Canale di Cagliari, mi ha insegnato i principi pratici delle costruzioni.

## PREFAZIONE ALLA PRIMA EDIZIONE

Le Costruzioni Marittime costituiscono una delle materie applicate dell'Ingegneria Civile e riguardano le opere che si realizzano in mare, come quelle di difesa costiera, quelle portuali, quelle di presa delle acque per il raffreddamento nelle centrali termoelettriche, quelle di scarico a mare delle acque reflue depurate, gli acquedotti sottomarini ...

Questo Libro è dedicato, in particolare, alle opere portuali il cui scopo è di realizzare le infrastrutture civili a servizio delle navi. Tali infrastrutture sono composte di diverse parti tra cui le opere di difesa e quelle di accosto e ormeggio occupano una funzione fondamentale. La progettazione e la costruzione di queste opere pongono diversi problemi che la tecnica è chiamata a risolvere.

Nel Libro si riprendono gli argomenti delle materie che entrano a far parte della progettazione delle costruzioni marittime, quali la Geotecnica, la Tecnologia dei Materiali, l'Architettura Navale per quanto riguarda le dimensioni e le manovre delle navi, l'Economia dei Trasporti marittimi per le implicazioni che le opere portuali hanno sui rendimenti e sull'efficienza di quel sistema, la Scienza e la Tecnica delle Costruzioni da cui si differenziano, per la particolarità delle opere, rispetto alle costruzioni terrestri per il tipo di sollecitazioni che devono sopportare e, spesso, anche per le fondazioni.

Diversi problemi progettuali delle costruzioni marittime quali il dimensionamento e la verifica delle opere di difesa, la misura della loro efficacia e la scelta delle configurazioni planimetriche dei porti per l'ottenimento di risultati ottimali sul *potere riduttore* presuppongono la conoscenza dell'Idraulica Marittima, ritenuta una base acquisita nel presente volume. Dipende dall'Idraulica Marittima anche il calcolo delle sollecitazioni trasmesse dalle correnti e dal moto ondoso sulle condotte sottomarine e sui pali e le pile di fondazione.

Un altro argomento particolare agli effetti costruttivi è costituito dai mezzi d'opera marittimi a cominciare dai mezzi effossori (le draghe), i vari tipi di pontone, i rimorchiatori, le bette, le motolancie e le motobarche.

Come in tutte le opere idrauliche anche in quelle marittime un ruolo importante può essere rivestito dalla verifica delle opere progettate con l'ausilio di prove su modello fisico. Anche i modelli numerici, molti dei quali sono disponibili a livello commerciale, offrono un valido contributo alla progettazione e alla verifica di questo tipo di costruzioni.

Un argomento importante che recentemente ha acquisito un particolare rilievo riguarda la progettazione delle opere marittime in zona sismica. Queste opere in casi di terremoti, a parte i rischi per la vita umana, comportano danni che hanno spesso gravi ripercussioni economiche e per questo la loro progettazione deve essere eseguita comunque con particolare cura seguendo le Norme Tecniche delle Costruzioni italiane e gli Euro-Codici.

Gli argomenti sommariamente elencati sono trattati nel Libro con riguardo agli aspetti e alle implicazioni marittime delle varie discipline come la Geotecnica che assume una particolare importanza per la difficile condizione che frequentemente s'incontra sulle fondazioni, costituite spesso da *terreni trasportati* di scarse capacità portanti.

Un capitolo del Libro è dedicato alla descrizione delle opere per la messa in secco delle navi quali i bacini di carenaggio fissi e galleggianti e gli scali di lancio e alaggio. In questo capitolo sono trattate anche le conche di navigazione e le chiuse d'accesso ai porti dei siti a forte escursione di marea.

Tra le diverse opere di difesa sono trattate in particolare quelle in *scogliera*, dette anche *a gettata*, e le opere a parete verticale, riflettenti e non, di cui si forniscono i criteri per la progettazione e la verifica.

Le opere di accosto e ormeggio sono trattate dopo una descrizione delle tipologie costruttive quali le banchine a parete verticale a gravità e a paratie, e quelle a giorno, per le quali si forniscono i criteri di progettazione e verifica seguendo i metodi classici. Le opere su pali, come i pontili, sono descritte brevemente evidenziando l'importanza delle sollecitazioni orizzontali trasmesse dalle navi in manovra e dal vento sull'opera morta e dalle correnti sulla carena. Inoltre, si descrivono e si forniscono criteri di verifica approssimati delle *briccole* a struttura rigida e flessibile.

Andrea Atzeni  
Cagliari, luglio 2011

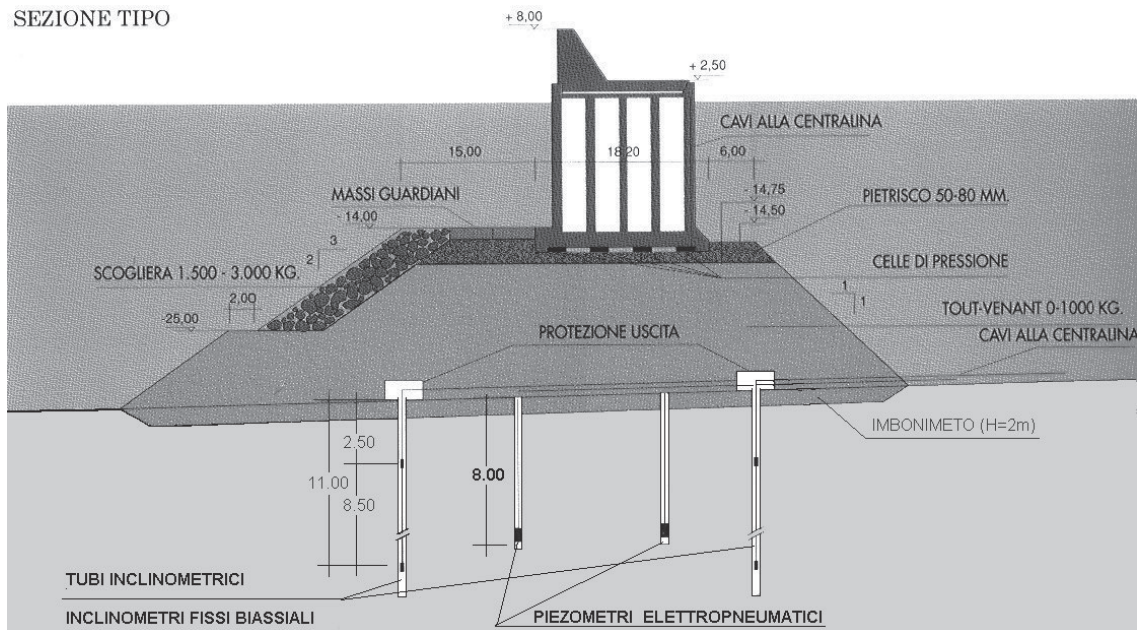
**RINGRAZIAMENTI.** Sono grato al dott. ing. Andrea Sulis, Ricercatore Autonomo presso il Dipartimento di Ingegneria del Territorio, Sezione Idraulica, della Facoltà di Ingegneria dell'Università di Cagliari, per aver letto il manoscritto dandomi preziosi suggerimenti e per aver contribuito alla correzione delle bozze.

Ringrazio mio figlio Paolo, ingegnere libero professionista che lavora nel campo dell'Ingegneria Marittima e Costiera anche collaborando con Società di Ingegneria che operano nell'ambito di questa materia a livello nazionale e internazionale, per aver contribuito criticamente alla revisione del manoscritto.

## Capitolo 1

# TERRENI E FONDAZIONI NELLE COSTRUZIONI MARITTIME

SEZIONE TIPO



Strumentazione per il monitoraggio del nuovo molo del porto di Savona





## 1.1 FONDAZIONI E SUOLI DI FONDAZIONE

A differenza di tutti gli altri manufatti progettati dall'ingegnere e realizzati sotto la sua responsabilità le costruzioni civili sono caratterizzate dall'essere appoggiate, ancorate o incastrate nel *suolo*. Con questo termine s'intende qualsiasi terreno, sia esso sciolto, coesivo o roccioso, compatto o fratturato.

Le costruzioni civili, ed il suolo che le supporta, costituiscono un complesso unitario finalizzato all'assolvimento delle funzioni cui esse sono destinate. Tali funzioni comprendono, come caratteristica fondamentale, la conservazione della posizione e della forma della struttura nel tempo e nello spazio per tutto il periodo del suo esercizio, per qualunque sollecitazione cui essa potrà essere soggetta, prevista e verificata in sede progettuale. La conservazione della forma, non richiede la rigidità della costruzione, cosa peraltro impossibile da ottenere. Si dovrà invece verificare che le deformazioni dell'insieme struttura-fondazione conseguenti alle sollecitazioni siano tali da assicurare, in ogni modo, la conservazione dello stato d'esercizio della struttura e il ritorno alla condizione iniziale una volta che sia stato rimosso il carico, o comunque a una condizione diversa ma tale da conservare i requisiti richiesti dalla progettazione.

Com'è noto, costruzioni e relativi suoli di fondazione riprendono solo parzialmente la forma iniziale dopo la rimozione del carico, quella parte dipendente dalla sua elasticità, ma resta sempre una deformazione permanente. L'elasticità è comunque un requisito comune, almeno in parte, ai materiali aventi funzioni strutturali, essa si manifesta nella prima fase del carico ma, oltre un certo valore, noto come *limite di elasticità*, la struttura subisce una deformazione permanente.

Gli Eurocodici (EN)<sup>1</sup> dai quali derivano le Norme Tecniche per le Costruzioni italiane (NTC; D.M. 14/01/2008), hanno stabilito la distinzione tra lo *stato soddisfacente* e quello *insoddisfacente* di una costruzione civile. Le due condizioni sono separate da due *stati limite* che comportano l'obbligo di procedere a due distinte verifiche progettuali: la verifica allo *stato limite ultimo*, associata al collasso della costruzione e riguardante la sicurezza dell'opera civile e la verifica allo *stato limite di servizio* associata alla funzionalità dell'opera. L'attività progettuale deve contemplare e verificare il soddisfacimento dei due stati limite, inclusa la *durabilità* dell'opera.

La prima parte del carico di una qualsiasi costruzione civile, che frequentemente rappresenta anche una parte consistente della sollecitazione trasmessa al suolo, è costituita dalle *azioni permanenti* (simbolo G). A queste si aggiungono le *azioni variabili* (Q) dovute al servizio cui la struttura deve assolvere e le *azioni eccezionali* (A) definite di breve durata, ma intense che potrebbero anche non verificarsi durante la *vita utile di progetto*. Nella progettazione strutturale che coinvolge azioni geotecniche (STR/GEO), le varie combinazioni in cui le suddette azioni possono sovrapporsi, secondo un criterio codificato dalle NTC 2008, determinano una serie di sollecitazioni i cui massimi sono la

<sup>1</sup> La Direttiva Europea per le strutture comprende dieci codici che coprono le varie aree della progettazione delle opere civili:

• Eurocodice	EN	1990:2002 Basi di Progettazione Strutturale
• Eurocodice 1	EN	1991:2002 Azioni sulle Strutture
• Eurocodice 2	NVN-ENV	1992:1995 Progetto di Strutture in Calcestruzzo
• Eurocodice 3	NVN-ENV	1993:1995 Progetto di Strutture in Acciaio
• Eurocodice 4	NVN-ENV	1994:1995 Progetto di Strutture Composite Acciaio e Calcestruzzo
• Eurocodice 5	NVN-ENV	1995:1995 Progetto di Strutture in Legno
• Eurocodice 6	NVN-ENV	1996:1995 Progetto di Strutture in Muratura
• Eurocodice 7	NVN-ENV	1997:1995 Progettazione Geotecnica
• Eurocodice 8	NVN-ENV	1998:1995 progetto di Strutture in Zone Sismiche
• Eurocodice 9	NVN-ENV	1999:1995 Progetto di Strutture in Alluminio

base progettuale per la verifica d'insieme struttura-terreno di fondazione. Il suolo che supporta la struttura risulta in ogni caso soggetto alle azioni che determinano la condizione più sfavorevole per ciascuno dei due stati limite e di conseguenza subisce una deformazione in parte permanente per tutta la vita della struttura e in parte variabile nel tempo.

Nel campo delle sollecitazioni corrispondenti alla quasi totalità delle applicazioni ingegneristiche, tutti i suoli hanno un comportamento pseudoelastico, nel senso che le deformazioni, anche quelle dovute a carichi occasionali, sono sempre composte di una parte elastica ed una permanente. Un suolo omogeneo caricato in maniera uniforme subisce oltre a una deformazione elastica, una deformazione permanente ed uniforme su tutta la zona sollecitata. Sottoponendo un suolo di questo tipo ad un carico ciclico, la deformazione permanente aumenta e, ad ogni ciclo, aumenta anche la sua rigidità. La struttura può essere giudicata *ben fondata* se la sua deformazione permanente è uniforme e limitata, o in ogni caso compatibile con la propria funzione.

Evidentemente, questa circostanza ideale difficilmente s'incontra nella realtà: occorre, infatti, mettere in conto la possibilità che la deformazione del suolo non sia uniforme e adeguare di conseguenza la struttura evitando che si superino i limiti di accettabilità necessari per la funzionalità della costruzione.

In considerazione della scarsa omogeneità dei suoli, spesso le deformazioni, anche quelle prodotte dal solo peso della struttura, non sono uniformi e ciò determina sollecitazioni permanenti aggiuntive. Questo inconveniente, come si è detto, non è evitabile, ma può essere minimizzato limitando la sollecitazione trasmessa dall'opera al suolo.

Ad esempio, nel campo delle costruzioni marittime si hanno due tipi di strutture usate come opere di difesa: le dighe a gettata e quelle a cassoni cellulari. Le prime, essendo costituite da materiale lapideo in mucchio, possono assorbire considerevoli deformazioni differenziate adattandosi facilmente alle deformazioni subite dal suolo di fondazione, mentre le dighe a cassoni cellulari, per la loro rigidità, non sopportano deformazioni ampie e devono essere realizzate solo su suoli con buone *capacità portanti* e di caratteristiche le più possibili omogenee. Può capitare, però, che certi suoli non siano in grado di supportare neppure le opere a gettata senza aver prima provveduto a migliorare artificialmente le caratteristiche del terreno.

Per valutare le capacità portanti di un terreno di fondazione e le implicazioni connesse con il regime idrodinamico della falda è essenziale conoscerne i *parametri geotecnici*. Con questo termine si intendono le quantificazioni delle caratteristiche fisico-meccaniche e idrodinamiche del terreno e della falda che comprendono:

- $\varphi'$             angolo di attrito interno ( $^{\circ}$ );
- $c'$                 coesione (kPa);
- $c_u$                 coesione non drenata (coesione apparente) (kPa);
- $\gamma_t$             peso di volume ( $\text{kN/m}^3$ );
- $E$                  modulo elastico (MPa);
- $M$                 modulo edometrico (MPa);
- $k$                  permeabilità (m/s).

### 1.1.1 VALORI CARATTERISTICI DEI PARAMETRI GEOTECNICI

Le indagini geognostiche devono estendersi a tutta l'area interessata dalle verifiche agli stati limite della struttura previste dalle NTC 2008. In via preliminare si può fissare di esplorare il terreno fino alla profondità minima di 6 m dal punto più basso della fondazione, ma la profondità minima d'indagine può anche essere valutata secondo la formu-

la  $H_G = pB$ , essendo  $H_G$  la profondità cercata in metri,  $p$  la pressione media scaricata sul terreno in  $\text{kp/cm}^2$  e  $B$  la larghezza della costruzione, ma lateralmente l'esplorazione del terreno deve estendersi in modo da coprire ampiamente l'area interessata dalle suddette verifiche agli stati limite.

Dai punti d'indagine e dalle prove di laboratorio eseguite sui campioni di terra prelevati si ricava la serie di parametri geognostici dell'elenco riportato sopra. Da questi dati, eventualmente integrati dall'archivio della banca dati dei terreni aventi analoghe proprietà, occorre ricavare i parametri caratteristici di base per la progettazione. Questi parametri secondo gli Eurocodici e le NTC 2008 sono una stima cautelativa dei valori misurati da cui si parte per determinare il raggiungimento dello stato limite, tenendo conto di tutte le informazioni desunte dalle indagini geognostiche, dall'archivio dati e dall'inquadramento geologico dell'area. In considerazione delle caratteristiche aleatorie dei terreni, per gli Eurocodici e le NTC 2008 è possibile ricavare i parametri geotecnici caratteristici anche da elaborazioni statistiche basate, nell'ipotesi di distribuzione normale, sulla media, sulla deviazione standard e anche sull'asimmetria dei dati nell'ipotesi della distribuzione log-normale.

Per distinguere i parametri caratteristici dai singoli parametri geotecnici rilevati si usa apporre al parametro caratteristico il pedice  $k$ , così ad esempio l'angolo d'attrito caratteristico si indicherà con il simbolo  $\phi'_k$ . Il passaggio dai valori caratteristici ai valori di progetto avviene attraverso i *coefficienti di sicurezza parziali* i cui valori sono codificati dalle NTC. Ad esempio, l'angolo d'attrito di progetto,  $\phi'_d$ , è legato a quello caratteristico dalla relazione  $\phi'_d = \gamma_\phi \phi'_k$ , in cui  $\gamma_\phi$  è il coefficiente parziale.

## 1.2 TIPI DI SUOLI

Il terreno è un insieme di frammenti di roccia (i *granuli*) di dimensioni che possono variare in intervalli molto ampi. Le rocce, che sono il risultato di attività magmatiche, sedimentarie o metamorfiche, dopo essere state frantumate a causa di agenti meccanici, termici o chimici, possono rimanere sul posto e dare così luogo ad un *terreno residuo* oppure, una volta frantumate e quindi rese più facilmente mobilizzabili, possono essere rimaneggiate e trasportate da vettori eolici o idraulici, da cui il nome di *terreni trasportati*. In ogni caso, nel suo insieme, il terreno è schematizzabile dal punto di vista geotecnico come un aggregato di particelle di forma irregolare, di varia dimensione, separate da spazi (*interstizi*) vuoti od occupati in toto o in parte da acqua.

In generale, per il sostegno delle strutture di fondazione, i terreni residui sono preferibili ai terreni trasportati. Questi ultimi, infatti, sono spesso di qualità scadente, poiché il deposito avviene con il massimo spazio vuoto tra i granuli e occorrono tempi lunghi perché si producano processi spontanei di avvicinamento reciproco (*compattazione*) e di adesione (*cementazione*). Tali processi possono attivarsi, il primo con l'aumentare dell'altezza della colonna che sovrasta i granuli adiacenti, e quindi con la pressione, o per azioni tettoniche e, il secondo, per effetto del prolungato contatto che aumenta con il trascorrere del tempo (per *invecchiamento*)<sup>2</sup>. I terreni trasportati a grana fine, spesso, possiedono qualità negative per le fondazioni: scarsa capacità portante e gran deformabilità. I terreni trasportati subacquei conservano più a lungo le loro qualità negative, specialmente quelli composti di granuli molto fini (limi e argille), infatti, in questo caso, la compattazione naturale del peso proprio è contrastata dalla sottospinta dell'acqua e la

<sup>2</sup> La cementazione per invecchiamento, un tempo riconosciuta solo per i materiali coesivi, è stata recentemente valutata di notevole importanza anche per i terreni incoerenti.

cementazione dalla proprietà solvente che l'acqua esercita nei confronti di molte sostanze cementanti. A conferma di quanto detto, nelle lagune e nei mari antistanti, sedi di depositi recenti di sabbie molto fini, limi e argille è facile trovare banchi di sedimenti come limi sabbiosi, limi argillosi o argille con capacità portanti in pratica nulle per tutta la potenza dello strato, senza differenza di compattazione apprezzabile tra lo strato più superficiale e quello più profondo.

### 1.2.1 GRANDEZZE SCALARI DELLE TERRE

Detto  $V_v$  il volume dei vuoti, intendendosi con questo termine la parte di volume non occupata dai granuli, la *porosità*,  $n$ , è il rapporto tra questo volume e quello totale,  $V$ , e la si indica in percentuale

$$n = \frac{V_v}{V}. \quad (1.1)$$

Si definisce *indice dei vuoti*,  $e$ , il rapporto tra il volume dei vuoti e il volume,  $V_g$ , dei granuli

$$e = \frac{V_v}{V_g} \quad (1.2)$$

e lo si indica in percentuale. Essendo  $V = V_v + V_g$ , tra la porosità e l'indice dei vuoti esistono le relazioni

$$n = \frac{e}{1+e}, \quad (1.3)$$

$$e = \frac{n}{1-n}. \quad (1.4)$$

La frazione di volume dei vuoti occupata dall'acqua,  $S$ , è detta *grado di saturazione* e si misura ancora in percentuale, come rapporto tra il volume dell'acqua,  $V_w$ , e il volume dei vuoti

$$S = \frac{V_w}{V_v}. \quad (1.5)$$

Un terreno secco ha grado di saturazione  $S = 0\%$ ; un terreno saturo ha  $S = 100\%$ .

Il *contenuto d'acqua*,  $w$ , sempre misurato in per cento, è il rapporto tra la massa dell'acqua contenuta nel campione di terra,  $M_w$ , e quella dei granuli,  $M_g$

$$w = \frac{M_w}{M_g} \quad (1.6)$$

Nel terreno secco  $w = 0\%$ ; in generale  $w < 100\%$ . Solitamente, nei terreni argillosi si ha  $20\% \leq w \leq 70\%$ .

La *densità dell'acqua*,  $\rho$ , è il rapporto tra la massa dell'acqua,  $M_w$ , e il suo volume,  $V_w$ ,

$$\rho = \frac{M_w}{V_w}. \quad (1.7)$$

Convenzionalmente, in sede progettuale, l'acqua dolce ha densità  $\rho = 1000 \text{ kg/m}^3$ , l'acqua di mare, nel Mediterraneo, ha la densità  $\rho = 1030 \text{ kg/m}^3$ . Il peso dell'unità di volume dell'acqua si ottiene moltiplicando la sua densità per l'accelerazione di gravità

$$\gamma = \rho g$$

La *densità dei granuli*,  $\rho_g$ , è il rapporto tra la massa dei granuli,  $M_g$ , del campione e il suo volume  $V_g$

$$\rho_g = \frac{M_g}{V_g}. \quad (1.8)$$

I granuli di quarzo hanno densità  $\rho_g = 2650 \text{ kg/m}^3$ ; i granuli di argilla hanno di solito densità  $2650 \leq \rho_g \leq 2800 \text{ kg/m}^3$ .

La densità,  $\rho_t$ , di un campione di terra è data dal rapporto della somma della massa dei granuli e dell'acqua rispetto al suo volume

$$\rho_t = \frac{M_g + M_w}{V} \quad (1.9)$$

Se il campione non contiene acqua (campione secco) la sua densità,  $\rho_d$ , è

$$\rho_d = \frac{M_g}{V} \quad (1.10)$$

Il *peso dell'unità di volume* di un campione di terra,  $\gamma_t$ , si ottiene moltiplicando la sua densità per l'accelerazione di gravità  $g$

$$\gamma_t = \rho_t g \quad (1.11)$$

e si misura in  $\text{kN/m}^3$ . Un *campione saturo* di terra ha peso di volume  $\gamma_{sat} = (\rho_d + \rho)g$ .

Un *campione immerso* di terra ha peso di volume  $\gamma_t' = \gamma_{sat} - \gamma$ .

Una grandezza scalare importante per conoscere le caratteristiche meccaniche di una sabbia o una ghiaia è data dalla densità relativa,  $D_R$ . Dato l'indice dei vuoti del campione,  $e_0$ , e la sua densità,  $\rho_d$ , si ha

$$D_R = \frac{e_{max} - e_0}{e_{max} - e_{min}} = \frac{\rho_{d max}}{\rho_d} \frac{\rho_d - \rho_{d min}}{\rho_{d max} - \rho_{d min}} \quad (1.12)$$

### 1.2.2 PRESSIONE TOTALE, NEUTRALE, EFFICACE

Di un terreno sommerso da un tirante idrico di altezza  $d$ , si consideri una colonna di altezza generica  $z$  e base  $A$ . Il volume totale della colonna di terra vale ovviamente  $V = Az$  e, nota la porosità  $n$ , il volume del solido è  $V_g = Az(1-n)$ , dunque il peso della colonna di terra in aria vale  $P = V_g \gamma_g = Az(1-n)\gamma_g$ , essendo  $\gamma_g$  il peso unitario dei granuli. Essendo la colonna di terra sommersa da un tirante idrico,  $d$ , poiché l'acqua penetra attraverso i vuoti, la colonna di terra è soggetta alla sottospinta  $S = Az(1-n)\gamma$ , essendo  $\gamma$  il peso unitario dell'acqua. Il peso complessivo della colonna di terra sommersa risulta dunque

$$P_{sub} = P - S = Az(1-n)(\gamma_g - \gamma). \quad (1.13)$$

Dividendo primo e secondo membro per  $A$  si ottiene la pressione media esercitata dalla colonna di terra sulla sua base, che è detta *pressione efficace* e che rappresenta lo sforzo normale  $\sigma'$  prodotto dalla colonna di terra sommersa sul terreno sottostante

$$\sigma' = \frac{P_{sub}}{A} = z(1-n)(\gamma_g - \gamma). \quad (1.14)$$

Aggiungendo e togliendo al secondo membro dell'eq. (1.14) la pressione dell'acqua al fondo (sommità della colonna di terra),  $\gamma d$ , dopo qualche passaggio, si ottiene

$$\sigma' = z(1-n)\gamma_g + (zn + d)\gamma - (z + d)\gamma, \quad (1.15)$$

ove l'ultimo termine del secondo membro è la pressione dell'acqua alla base della colonna di terra, detta *pressione neutrale*

$$u = (z + d)\gamma, \quad (1.15a)$$

mentre gli altri due termini costituiscono la *pressione totale*

$$\sigma = z(1 - n)\gamma_g + (zn + d)\gamma. \quad (1.15b)$$

Con queste precisazioni, l'eq. (1.15) si scrive

$$\sigma' = \sigma - u. \quad (1.16)$$

In condizioni idrostatiche, perché la pressione efficace sia nulla, sarebbe necessario avere  $\sigma - u = 0$ , ossia, per l'eq. (1.15),  $\frac{\gamma_g}{\gamma} = 1$ , ma nella quasi totalità dei casi  $\frac{\gamma_g}{\gamma} > 2.5$ , pertanto in condizioni idrostatiche non è possibile una pressione efficace nulla. Viceversa, se le condizioni nel suolo sono idrodinamiche è possibile ottenere l'annullamento della pressione efficace a causa dell'aumento della pressione neutrale di un  $\Delta u$  tale che sia

$$0 = \sigma - (u + \Delta u). \quad (1.17)$$

Dall'eq. (1.17), tenuto conto delle espressioni di  $u$  (eq. 1.15a) e di  $\sigma$  (eq. 1.15b) si ricava

$$\frac{\Delta u}{\gamma} = \Delta h = z(1 - n) \left( \frac{\gamma_g}{\gamma} - 1 \right) \quad (1.18)$$

ove il terzo fattore al secondo membro è la *densità relativa immersa*,  $\Delta$ , della terra

$$\Delta = \left( \frac{\gamma_g}{\gamma} - 1 \right), \quad (1.19)$$

che, come si vedrà, compare spesso nei calcoli idrodinamici, come ad esempio nel caso della stabilità dei massi di un'opera a gettata.

La condizione di pressione efficace nulla corrisponde all'assenza di appoggio della colonna di terra sul terreno sottostante, e all'assenza di tensione di contatto tra granulo e granulo; in queste condizioni la colonna di terra, e ogni suo granulo, è sostenuta dalla sottospinta idrodinamica. L'assenza di pressione di contatto tra i granuli modifica la struttura del terreno il cui comportamento diventa simile ad un liquido viscoso bifase. Tale condizione, che può essere osservata nelle sabbie, è nota con il nome di *liquefazione del terreno* e può verificarsi nella realtà, nella fase iniziale in cui una massa di terreno saturo è caricata, ad esempio, da un terrapieno.

Nel caso delle opere marittime, si pensi al carico sul fondale di un'opera di difesa in materiale lapideo o in cassoni cellulari. Durante la costruzione, sotto il carico, la pressione neutrale aumenta e si avvia uno stato idrodinamico con il moto di allontanamento dell'acqua dai pori. Se la cadente che regola questo moto è tale da portare la condizione idrodinamica ad annullare la pressione efficace, il terreno va in liquefazione. La cadente,  $J_c$ , che si riferisce a questa situazione è detta *cadente critica*, essa si ottiene dividendo per  $z$  l'eq. (1.18), ossia, supponendo che il percorso seguito dall'acqua sia pari alla profondità del terreno sotto il fondale marino,

$$J_c = \frac{\Delta h}{z} = (1 - n)\Delta. \quad (1.20)$$

Nel campo dei valori assunti solitamente da  $n$  e considerato una densità relativa immersa in acqua di mare  $\Delta = 1.57$ , la cadente critica assume valori compresi tra 0.8 e 1.25, perciò nel calcolo, in una prima approssimazione, si assume il valore critico  $J_c = 1$ .

Nella Fig. 1.1 è riportato lo schema di una sezione trasversale di un'opera di difesa in materiale lapideo che per effetto del suo peso produce nel terreno di fondazione la condizione di liquefazione, con una cadente critica  $J_c=1$ . Per evitare che si produca una simile situazione occorre monitorare le sezioni del fondale sottostante al molo con l'inserimento di piezometri per consentire di tenere sotto controllo la pressione neutrale nel terreno di fondazione, graduando il carico in fase di costruzione dell'opera. Per tenere sotto controllo la deviazione dell'ammasso terroso dalla verticale alla strumentazione piezometrica si affianca una strumentazione inclinometrica.

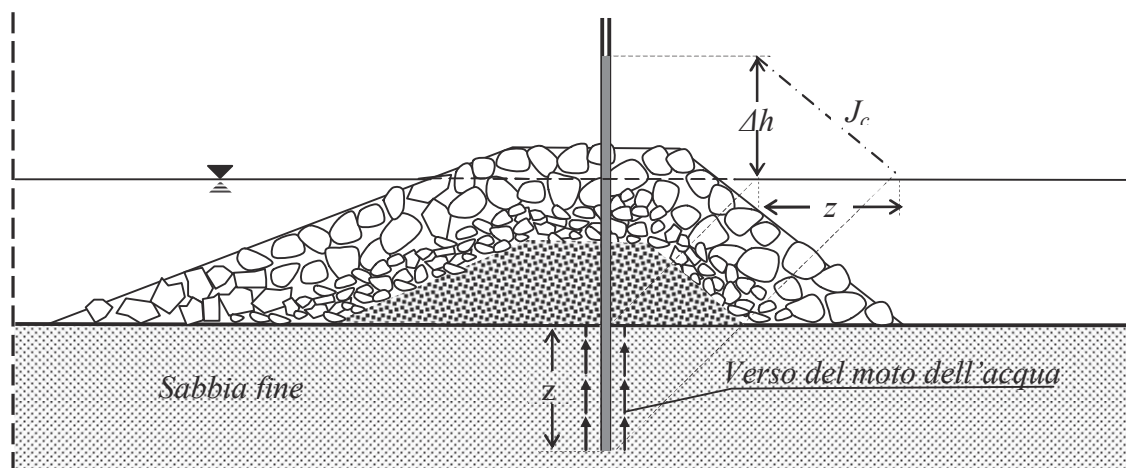
### 1.2.3 FILTRAZIONE, SIFONAMENTO, SOLLEVAMENTO DEL SUOLO

Generalmente, i manufatti terrestri, comprese le fondazioni, anche quando sono sotto il livello della falda, si costruiscono all'asciutto, mentre le opere marittime si costruiscono sott'acqua. Tuttavia, alcune opere marittime particolari e, recentemente, dati i vantaggi economici riscontrati, anche alcuni piccoli porti da pesca e da diporto si realizzano all'asciutto, dopo aver circoscritto l'area con opere provvisionali impermeabili e aver dotato il cantiere di pompe per l'allontanamento dell'acqua di filtrazione. I problemi che s'incontrano nell'affrontare la progettazione di queste opere provvisionali sono quattro:

- Determinazione della portata di filtrazione.
- Dimensionamento della tura che circonda il cantiere.
- Verifica del sollevamento del terreno sotto il fondale, se costituito da uno strato impermeabile che ne sovrasta uno permeabile.
- Verifica del sifonamento del terreno sottostante il fondale.

La tura che circonda il cantiere deve essere il più possibile impermeabile e può essere realizzata con un'arginatura in terra di granulometria tale da minimizzare i vuoti, o mediante *palancolato metallico* infisso nel fondale. Si può anche ricorrere ad una combinazione dei due sistemi, come talvolta richiede la profondità di abbattimento della falda.

**1.2.3.1 Filtrazione.** Quando si deve deprimere il livello del mare in una zona circoscritta da una tura, durante lo svuotamento si mette in atto un processo di filtrazione transitorio. Ottenuto l'abbassamento previsto, il processo di filtrazione diventa stazionario.



**Fig. 1.1.** Condizione di annullamento della pressione efficace prodotta nelle fasi di costruzione di un'opera di difesa in scogliera.

Finiti i lavori, si passa ad un processo transitorio di riempimento. I processi di filtrazione transitori sono molto delicati in quanto possono provocare sifonamento, per cui devono essere condotti con gradualità controllando continuamente l'abbassamento del livello nel transitorio di svuotamento dell'area di cantiere. Nel transitorio di riempimento è opportuno adottare il criterio di mantenere a regime le pompe deviando la loro mandata nella zona del cantiere fino a totale riequilibrio dei livelli.

Si consideri una situazione di filtrazione permanente in un mezzo filtrante omogeneo confinato da uno strato impermeabile, dal corpo idrico e dall'atmosfera. Il moto di filtrazione sia retto dalla legge di Darcy

$$V_f = kJ, \quad (1.21)$$

essendo  $V_f$  la velocità di filtrazione, definita come rapporto tra la portata filtrante e l'area della sezione di filtrazione, considerata prescindendo dalla presenza dei granuli,  $k$  il coefficiente di permeabilità e  $J$  la cadente. La filtrazione è descritta matematicamente dai moti a potenziale di velocità.

In un piano verticale di un mezzo filtrante omogeneo si assuma un sistema di coordinate cartesiane con ascissa  $x$  orizzontale e ordinata  $z$  verticale. Si indichi con  $J_x = -\partial h/\partial x$  la cadente dovuta alla componente  $V_x$  della velocità di filtrazione e con  $J_z = -\partial h/\partial z$  la cadente dovuta alla componente verticale  $V_z$ , essendo  $h$  il carico. La legge di Darcy assume allora l'espressione

$$\begin{cases} V_{fx} = -k \frac{\partial h}{\partial x} \\ V_{fz} = -k \frac{\partial h}{\partial z} \end{cases}, \quad (1.22)$$

dalla quale si riconosce che il potenziale di velocità del moto di filtrazione è dato dalla relazione

$$\phi = -kh. \quad (1.23)$$

È anche ben noto dall'idraulica che l'equazione di continuità applicata ad un moto a potenziale di velocità porta all'equazione di Laplace

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2} = 0, \quad (1.24)$$

la cui soluzione è una funzione armonica. Graficamente l'eq. (1.24) è rappresentata da due famiglie di curve che s'intersecano ad angolo retto: la famiglia delle linee di flusso e quella delle linee equipotenziali.

Si consideri, come esempio, il caso di un corpo idrico giacente su un fondale orizzontale di un terreno permeabile di spessore costante, supportato da un terreno impermeabile. Si debba abbassare la falda nella parte a destra di questo terreno dopo l'infissione di un palancoato metallico, Fig. 1.2. Si consideri la condizione di filtrazione dello stato di moto permanente di cui nella suddetta figura è tracciata la rete di filtrazione. Tale rete costituisce la soluzione grafica dell'eq. (1.24). In essa ogni maglia del reticolo, delimitato da due linee di flusso e due linee equipotenziali contigue, rappresenta un campo. È conveniente tracciare le linee equipotenziali in modo che il carico idraulico  $h$  sia distribuito in maniera uniforme tra tutti i campi. Detto  $N_a$  il numero degli intervalli in cui è stato suddiviso il carico  $h$  per mezzo delle linee equipotenziali, si ha

$$\Delta h = \frac{h}{N_a}, \quad (1.25)$$



essendo  $\Delta h$  la differenza di carico esistente tra due linee equipotenziali consecutive.

Nella Fig. 1.2 il numero degli intervalli in cui è stato suddiviso il carico  $h$  è  $N_a=14$ . Nel punto  $P$  della figura la pressione idrostatica nel corpo filtrante è data dalla relazione

$$u_p = (h + h_p - i_p \Delta h) \gamma, \tag{1.26}$$

essendo  $i_p=11$  il numero d'ordine della relativa linea equipotenziale.

La cadente varia al variare della linea di flusso: è zero per la linea di flusso  $n^\circ = 0$  ed è massima per la linea di flusso a contatto con la parte infissa della paratia per la quale vale

$$J_{max} = \frac{h}{2D}.$$

La cadente non diventa critica ( $J_{max} < J_C = 1$ ) se  $D > h/2$ .

Nella pratica, è conveniente tracciare la rete di filtrazione con campi quadrati di lato  $a$ .

Come mostra la figura, il lato di tali quadrati varia da punto a punto. Non è facile tracciare una rete precisa, tuttavia anche la rete approssimativa della Fig. 1.2 è sufficiente per il conseguimento di un risultato accettabile. Tracciata la rete, tutti i problemi sono in pratica risolti: con l'eq. (1.26) si determina la distribuzione delle pressioni neutrali in tutti i punti del mezzo filtrante, mentre il calcolo della velocità di filtrazione e la portata si calcolano nel modo seguente. Si consideri un intorno del punto  $P$  della Fig. 1.2 e sia  $a$  il lato della maglia. La cadente in tale punto vale dunque

$$J_p = \frac{\Delta h}{a} = \frac{h}{aN_a},$$

e quindi, per la formula di Darcy (eq. (1.21)) si ha

$$V_p = \frac{kh}{aN_a}.$$

Pertanto, la portata che passa nella zona compresa tra due linee di flusso dell'intorno di  $P$ , per unità di lunghezza nella direzione perpendicolare al disegno, vale

$$\Delta q = aV_p = \frac{kh}{N_a}.$$

La portata filtrante complessiva è data dalla somma delle portate defluenti in tutta la rete attraverso i canali di flusso

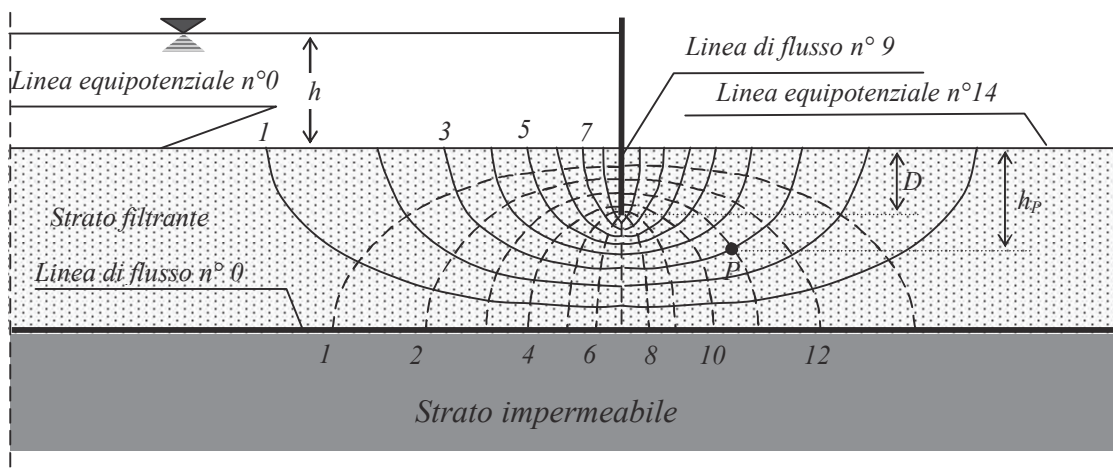


Fig. 1.2. Rete di filtrazione in un mezzo omogeneo.