



Prof. dr hab. inż. Lech WYSOKIŃSKI
Instytut Techniki Budowlanej

BŁĘDY SYSTEMATYCZNE W ROZPOZNANIU GEOTECHNICZNYM I ICH WPLYW NA PROJEKTOWANIE BUDOWLANE

SYSTEMATIC ERRORS IN GEOTECHNICAL INVESTIGATIONS AND THEIR EFFECT ON BUILDING DESIGN

Streszczenie Podano przykłady niektórych błędów, które są popełniane w toku dokumentowania geotechnicznego, które mają wpływ na wartość podawanych parametrów geotechnicznych. Przykłady te dotyczą głównie dotychczasowej polskiej praktyki stosowania norm z lat 80 [1][2][3] oraz możliwości eliminacji tych błędów przy stosowaniu nowych zasad Eurokodu 7 [4] i nowych norm europejskich.

Podano przykłady złej praktyki oceny parametrów geotechnicznych, niektóre powtarzane w wielu dokumentacjach. Mogą z nich wynikać błędne decyzje projektowe zmieniające dobre nośne grunty w słabe wymagające wzmocnienia lub wykonywania pali.

Abstract Some examples of errors committed during geotechnical design that have an influence on geotechnical parameter values have been presented in this paper. The choice of examples has been taken from Polish practise based on Polish standards from 1980s. The article pays attention on possibilities of some errors elimination by new European standards and Eurocode 7 [4] implementation.

The given examples of wrong practical estimation of geotechnical parameters are systematically repeated in many geotechnical work-outs. These errors may cause wrong designing by changing good soil conditions into weak. Such wrong estimation of soil conditions causes unnecessary soil stabilization or piling designing.

1. Wstęp

Grunt, w odróżnieniu od innych materiałów budowlanych, z którymi mamy do czynienia w budownictwie, nie jest wykonany w wytwórni, nie podlega procesom kontroli jakości, a jego właściwości zmieniają się w szerokich granicach. Następnym kłopotem jest fakt, że przed wykonaniem wykopów nie widzimy powierzchni, na której będziemy budować, a podłoże współpracujące z budową pod dnem wykopu zbadane jest na ogół siatką wierceń odległych od siebie o ok. 30 m. Opisane fakty powodują, że w odróżnieniu od innych materiałów budowlanych – betonu, stali, nawet muru czy drewna – opis właściwości wytrzymałościowych i odkształceniowych gruntu jest inny, choć stosujemy do niego te same zasady stanów granicznych.

Dotychczasowa wiedza geotechniczna, którą wykorzystuje między innymi Eurokod 7 (PN-EN 1997.1 [4]) wskazuje, że poprawne uzyskanie charakterystyk właściwości wytrzymałościowych i odkształceniowych gruntu wymaga spełnienia nie jednej, a szeregu procedur, które w rezultacie prowadzą do określonych oszacowań warunków w podłożu. Aby zobaczyć różnicę w ocenach najłatwiej jest porównywać końcowe rezultaty, tj. podawane do

projektowania wartości modułów ścisłości wartości kątów tarcia i spójności określone w trakcie dokumentowania przez różne osoby.

Tu można by przytaczać cały szereg przykładów, gdy podawane wartości różniły się od siebie nie o kilka procent, ale kilkakrotnie. Spektakularny jest przykład katastrofy obudowy wykopu Europlexu w Warszawie. Przykład warty jest przypomnienia, bo ukazał się artykuł [9], który próbuje zmienić prawdę, bronić osobę odpowiedzialną za katastrofę, a był nim jeden człowiek, austriacki specjalista geotechnik, który podpisał złe parametry do projektowania.

2. Przykład

Przypomnijmy tamtą historię. Katastrofa obudowy głębokiego 14-metrowego wykopu, która uległa zniszczeniu (złamaniu) miała miejsce w marcu 1998 r. (rys. 1). Ściana szczelinowa o grubości 60 cm uległa złamaniu na długim odcinku ok. 100 m wschodniej ściany wykopu.



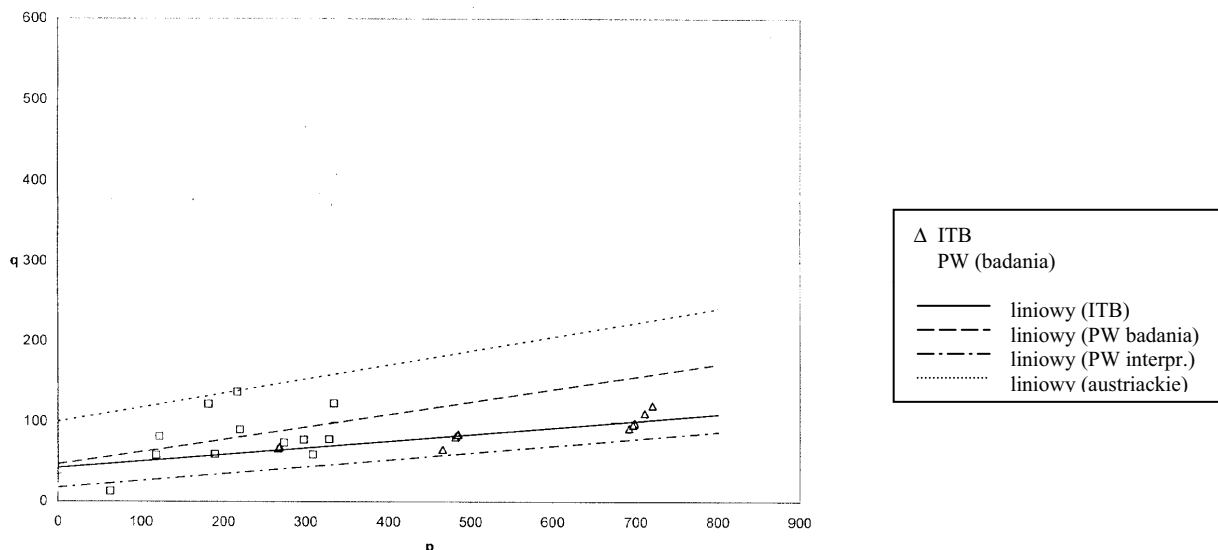
Rys. 1.

Przyczyną katastrofy było podanie nieprawidłowych wartości parametrów geotechnicznych przez specjalistę z Wiednia, (który *nota bene* nie był przedtem w Warszawie) austriackiemu projektantowi ścian szczelinowych. Dokumentację geotechniczną wykonywał Geoprojekt Warszawa, a parametry ustalała Politechnika Warszawska [8].

Jak przy każdej katastrofie szczegóły są nadzwyczaj ważne. Zestawienie wszystkich badań łącznie z wykonanymi po katastrofie pokazuje rys. 2. Wynika z niego, że specjalista geotechnik austriacki oparł się na skrajnych wynikach Politechniki (i pewnie na swoim doświadczeniu z innymi ilami) i podał konstruktorowi wartość kąta tarcia $\varphi = 10^\circ$ i spójność $c = 100$ kPa.

Wracając do możliwości ustalenia parametrów geotechnicznych dla analizowanego problemu z wyników badań wykonanych przez Politechnikę Warszawską widzimy, że cały zbiór wyników Politechniki Warszawskiej dla ilów wykazał bardzo duży rozrzut, tak że nawet biorąc cały zbiór kąt φ był ujemny (co nie może fizycznie zachodzić), a dopiero usunięcie 3

najniższych wyników doprowadziło do określenia wartości $\varphi = 9^\circ$ i $c = 47,1$ kPa. Zabieg ten, dokonany przez autorów ekspertyzy, może być dyskusyjny, ale zmniejszył rozrzut wyników i pozwolił określić kąt dodatni. Po szczegółowej analizie autorzy badań z Politechniki Warszawskiej podali do projektowania ścian szczelinowych wartość $\varphi = 5^\circ$ i $c = 17$ kPa.

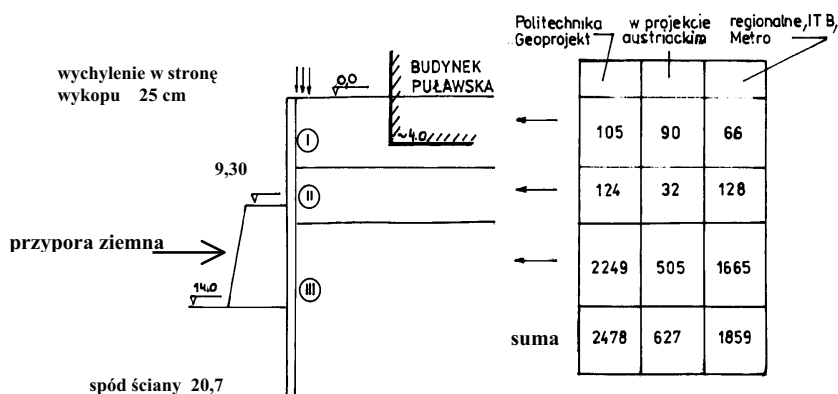


Rys. 2. Porównanie wyników badań i przyjętych parametrów dla ilów

Połączenie wyników Politechniki Warszawskiej i Instytutu Techniki Budowlanej zawarte w opracowaniu ITB [8] $\varphi = 3,2^\circ$; $c = 57,1$ kPa pozwala ustalić metodą najmniejszych kwadratów przy liniowej zależności wykres (rys. 2), który pokazuje porównanie parametrów przyjętych przez specjalistę austriackiego na tle wszystkich wyników.

Biorąc wszystkie wyniki razem można wyprowadzić z tego zbioru wartości $\varphi = 9^\circ$ i $c = 30$ kPa, co daje wartość bliską wyznaczonej już po katastrofie metodą „back analysis” – od końca. Wynosi ona $\varphi = 10^\circ$ i $c = 37$ kPa. Wstawiając taką wartość uzyskujemy zniszczenie ściany.

Ściany szczelinowe zastosowane w projekcie wykonawczym wobec przyjęcia nieprawidłowej wartości $\varphi = 10^\circ$ i $c = 100$ kPa zostały obliczone przy uwzględnieniu nieprawidłowych sił parcia. W opinii wstępnej dotyczącej przyczyn katastrofy wykazałem, że siły przyjęte w projekcie wykonawczym były ponad 3 razy mniejsze niż wynikające z projektu budowlanego.



Rys. 3 Porównanie obciążeń ściany (bez uwzględnienia wyporu i parcia wody)

Zaprojektowane na niewłaściwe (3x mniejsze) obciążenie ściany szczelinowe miały zbyt mało zbrojenia, były za krótkie i ze względu na przyjęty schemat statyczny rozparcia (wsporniki) miały zbrojenie rozłożone głównie od strony gruntu. Stwarzało to bardzo trudną sytuację przy wykonywaniu dodatkowych rozpór od wykopu podczas likwidowania skutków katastrofy na odcinkach, które nie uległy złamaniu (zmiana schematu statycznego).

Sygnaly o zagrożeniu deformacji ścian pojawiły się właściwie od momentu dogłębiania wykopu do rzędnych bliskich dna. Odkształcenia poziome wierzchu ścian dochodziły do 25 cm (!)

3. Co nam niesie Eurokod 7

Każdy inżynier w swojej praktyce spotkał, może nie tak drastyczne jak przedstawiony, ale wystarczająco zastanawiające przykłady różnych oszacowań tych samych warunków gruntowych. Często, i to jest poprawne. Należy wykonać dodatkowe dokładniejsze badania, które pozwalają uściślić wyniki poprzednich badań i zmienić podane uprzednio wartości. Mówiąc o tym należy jeszcze koniecznie uwzględnić dwa fakty – pierwszy to, że w zależności od typu obiektu, wartości obciążeń, szybkości ich narastania mamy różną odpowiedź gruntu, a zatem **należy podać** inne wartości charakterystyk gruntowych przy różnych obciążeniach, bo różna jest reakcja gruntu. Jest to zapisane w postanowieniach EC-7 [4] np. 2.4.3 (3)P Należy uwzględniać różnice między właściwościami podłoża, które decydują o zachowaniu konstrukcji, a parametrami geotechnicznymi otrzymanymi z wyników badań. Należy to czytać, że wynik badań laboratoryjnych czy polowych otrzymamy nawet przy maksymalnie spełnionych podczas badań zasadach podobieństwa modelowego nie jest parametrem do projektowania. Do przekształcenia wyników badań laboratoryjnych i polowych na wartości, które będą charakteryzowały zachowanie gruntów i skał w danym stanie obciążenia (stanu granicznego), także do uwzględnienia zależności korelacyjnych, z których wyznacza się te wartości, należy stosować współczynniki kalibracyjne efektu skali.

Nie ma więc jednoznaczności w określaniu wartości charakterystycznych gruntu do projektowania. Strefa współpracująca z konstrukcją jest zwykle dużo większa niż badana próbka, czy też strefa podłoża objęta badaniami „in situ”. W konsekwencji miarodajna wartość parametru jest średnią wartości z dużej powierzchni i objętości podłoża. Na przykład, budynek posadowiony na stopach nie jest zdolny przeciwstawić się punktowym odkształceniom i wartości parametrów należy ustalać właściwie dla każdej stopy.

Gdy fundament jest wystarczająco sztywny można uśredniać parametry gruntów dla całej strefy współpracującego podłoża pod obiektem. Jeżeli do opracowania wyników stosowane są metody statystyczne, to [4] zaleca wyznaczać wartość charakterystyczną parametrów jako 5% kwantyl wartości średniej. Wartość ta przy małych zbiorach (a zwykle są takie) jak wykazali [6] [7] daje karykaturalne wartości. Pokazali oni, że przy 4 seriach badań trójosiowych dla glin zwałowych, dla których geotechnicy uczestniczący w analizie (było ich 90) na podstawie badań i doświadczenia określali φ od **25° do 35°** i **c od 0 do 27 kPa** – najczęściej podawane były $\varphi = 27^\circ$ i $c = 10$ kPa – 5% kwantyl wynosi $\varphi = 23^\circ$ i $c = 1$ kPa.

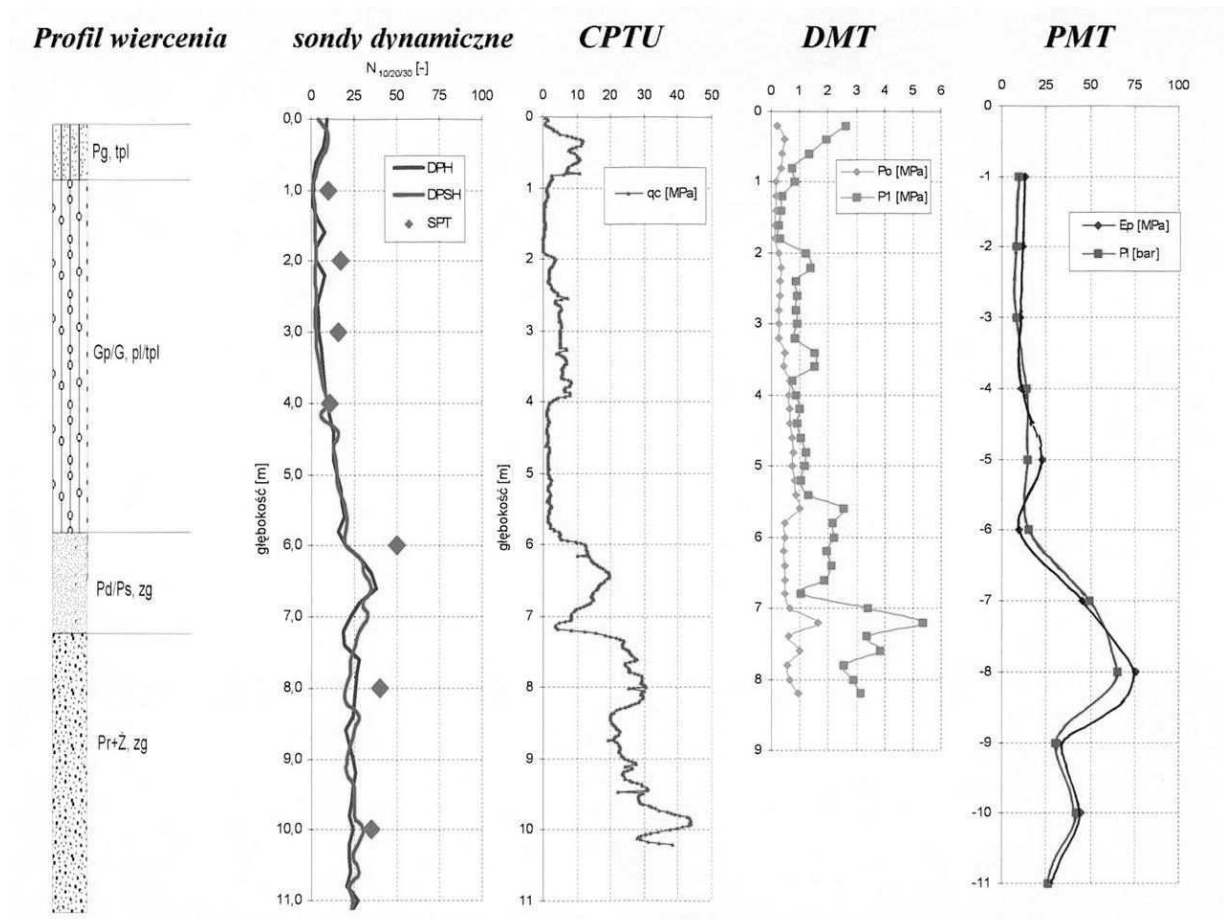
Zaprojektowane na podstawie podanych przez 90 geotechników fundamenty bezpośrednio miały wymiary od 0,90 do 2 m, przy czym najczęstszym wynikiem było 1,5 m, a 60% wyników mieściło się w przedziale między **1,3 a 1,6 m**. Fundament przy przyjęciu parametrów zgodnych z 5% kwantylem miał szerokość **2,7 m (!)**.

Powstaje pytanie, które parametry są „dobre”. Największy fundament (2,7 m) ma bowiem 4 razy większą powierzchnię od „średniego”. Jeśli założymy, że żaden z podanych nie traci nośności, to osiągnięte poziomy bezpieczeństwa różnią się bardzo znacznie.

Przy konstruowaniu nowych zharmonizowanych z EC-7 zależności i metod określania wartości charakterystycznych dla gruntów, które prowadzi ITB od kilkunastu lat, uzyskano już duży zbiór danych, który pozwala pokazać błędy systematyczne, które powstają przy ocenie gruntów i projektowaniu fundamentów. Badania nasze ukierunkowane są na opracowanie „nowego” systemu projektowania opartego na EC-7.

Należy podkreślić, że już obecnie, i w najbliższej przyszłości kilku lat, **dokumentowanie geotechniczne, opierać się będzie o dane ilościowe**. Są to głównie wyniki różnych sondowań w podłożu.

Sondowania podają ciągle profile oporu gruntu podczas penetracji. Jest to informacja zdecydowanie o większej wadze i ścisłości niż wyniki wierceń i opis wydobywanych z nich próbek gruntu.

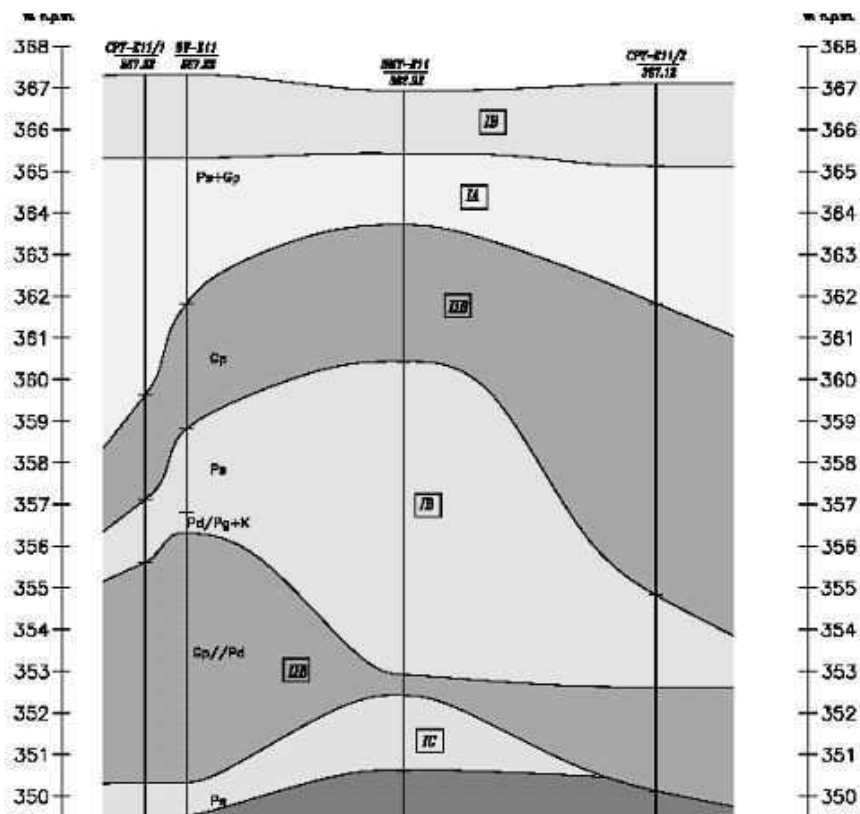


Rys. 4 Wyniki uzyskane na podstawie sondowań

Tablica 1. Interpretacja wyników wg stosowanych w praktyce metod – wartości modułów odkształcenia dla podanych wyżej sondowań

Głębokości [m]	Moduły odkształcenia wg różnych metod					
	Geofizyka (CSW) E_{max} [MPa]	DMT M [MPa]	PMT E_p [MPa]	CPTU M [MPa]	Konsolidometr	
					M_0 [MPa]	M [MPa]
2	150	73	11,8	35	32	130
4	260	21,8	11,3	23	-	-
6	175	106,9	10	120	-	-
8	250	140	75,7	302	-	-
10	318	-	44,8	375	-	-

PRZEKRÓJ GEOLOGICZNO-INŻYNIERSKI - obiekt E11



Nr warstwy	I_D	I_L
IA	<0.33	-
IB	<0.33	
IC	0.33-0.66	
ID	>0.66	
IIA		>0.5
IIB		0.25-0.5
IIC		0.0-0.25
IIIA		>0.5
IIIB		0.25-0.5
IIIC		0.0-0.25
IV		

Rys. 5 Przykład nieprawidłowo podanych wartości charakterystycznych warstwy

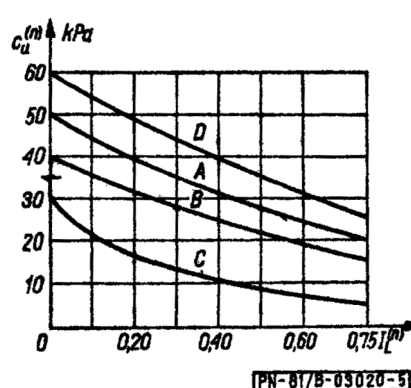
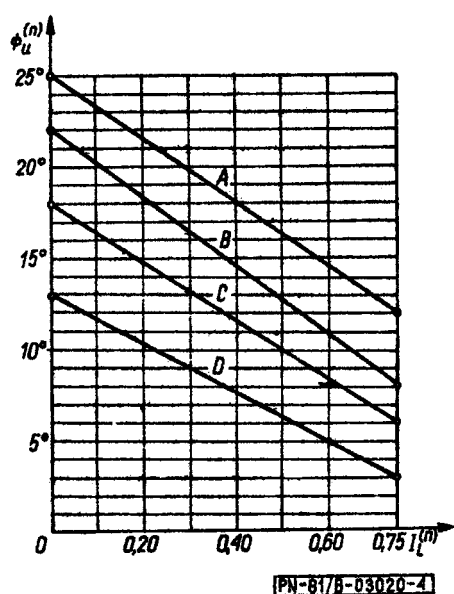
Dla przykładu pokazujemy wyniki wykonane różnymi sondami, tego samego typowego dla warunków Polski profilu wiercenia. Zastosowano 3 sondy dynamiczne: DPH (50 kg), DPSH (63,5 kg), SPT – cylindryczna oraz sondowania sondą wciskaną CPTU, dylatometrem (DMT) i presjometrem (PMT). Jest to zestaw najczęściej stosowanego sprzętu do badań polowych. Otrzymane wyniki oraz wartości modułów odkształcenia na różnych głębokościach podano na rys. 4 i tabl. 1. Wzory do interpolacji były standardowe ogólnie dziś stosowane w praktyce. Należy zwrócić uwagę na duże różnice (prawie 10-krotne) wartości modułów uzyskiwane różnymi metodami. Trzeba także zauważyć, że moduły geofizyczne (CSW) dobrze się korelują np. z modułami sprężystymi z konsolidometru a

także z nie pokazanymi w tabelcy wynikami z badań trójosiowych przy małych odkształceniach.

Dobór do projektowania modułu zależy od warunków obciążenia, które przekazywać będzie obiekt na podłoże – analizę taką powinno każdorazowo zawierać opracowanie **geotechniczne warunki posadowienia**. Jest to dostosowanie się do prawa polskiego, które takie terminy zawiera. W niektórych województwach urzędy wymagają tego opracowania do zatwierdzenia projektu budowlanego. Powinno to być regułą.

Opracowanie geotechnicznych warunków posadowienia powinno następować po wykonaniu dokumentacji geologiczno-inżynierskiej czy geotechnicznej, w której podsumować należy przeprowadzone badania gruntów. Dokumentacja ta powinna kończyć się modelem budowy geologicznej, zawierać granice warstw w podłożu o podobnych – możliwych do sprowadzenia do jednego parametru gruntów.

W tym miejscu podamy przykład dokumentacji geologiczno-inżynierskiej (rys. 5), która zezwala na różne przyjęcie parametrów. Wartości podanych parametrów wyinterpretowane zostały na podstawie wierceń i sondowań CPT i DMT, a więc nowoczesnych metod. Które wartości projektant przyjmie do projektowania? Oczywiście przyjmuje wartości bezpieczniejsze, czyli niższe. Podanie przedziału dokumentuje zmienność w warstwie gruntu, ale dla projektanta konstruktora jest sygnałem do przyjęcia wartości bezpiecznych.



Rys. 6 Zależność parametrów ścinania (wartości całkowite) od stopnia plastyczności gruntu wg PN-B- 03020
A - grunty morenowe skonsolidowane,
B - inne grunty spoiste skonsolidowane oraz grunty spoiste morenowe nie skonsolidowane,
C - inne grunty nieskonsolidowane,
D - ility niezależnie od pochodzenia geologicznego.

Jednoznacznie należy uznać to za błąd systematyczny – występuje w wielu opracowaniach wykonywanych przez różne firmy. Podawanie jako charakterystyki warstwy przedziału wartości, jak to przykładowo pokazano na rys. 5, obniża wartości parametrów, a więc „psuje grunty”. Różnice w wartościach parametrów dla podanego przypadku pokazano na rys. 5 (w ramkach) ϕ i c dla początku i końca przedziału wynoszą $\phi = 14^\circ$, $c = 15$ kPa i $\phi = 10^\circ$, $c = 8$ kPa dla warstwy IIB i $\phi = 18^\circ$, $c = 30$ kPa i $\phi = 14^\circ$, $c = 15$ kPa dla warstwy IIIB. Można wykazać na przykładach, że przy takim postępowaniu grunty, które w podłożu były prawie półzwarte ($I_L \approx 0$) zamieniały się w projekcie na prawie plastyczne ($I_L = 0,25$). W niektórych przypadkach błąd jest na tyle duży, że podejmuje się wzmacnianie podłoża.

Ostatnio, wobec większej liczby sond CPT, DMT, a także boomu inwestycyjnego, dobre firmy wykonujące wzmocnienia fundamentów, wykonują przed ofertą swoje niezależne badania uzupełniające, ale z ostatnich 10 lat potrafimy wskazać kilkanaście realizacji niepotrzebnie wykonanych wzmocnień podłoża wynikających z pokazanego błędu.

Poprzednia norma [1], z której przez 20 lat geotechnicy określali parametry gruntów głównie metodę B (rys. 6) – mimo ogólnego formułowania danych dotyczących gruntów (typy genetyczne gruntów ABCD) nie powodowała żadnych katastrof czy awarii, tj. podawane przez nie parametry były bezpieczne.

Wprowadzenie norm europejskich opartych na EC-7 (PN-EN 1997-1 [4]) zmienia zasadniczo filozofię i praktykę projektowania fundamentów. Projektowanie fundamentów, które nosi teraz nazwę **projektowania geotechnicznego** opiera się na **dobrowolności** norm i znacznie większej odpowiedzialności projektanta niż w poprzednim systemie nakazowym, gdy za wynik projektowania odpowiadała norma. System działań od zbadania gruntu do wykonania fundamentu ma kilka etapów. Na każdym potrzebny jest specjalista od gruntów. Zmiany, które wprowadzamy przyjmując normy europejskie zaczynają się od klasyfikacji gruntów (ta norma jest już przetłumaczona na polski [10]). Wykonywane są obecnie prawie zawsze sondowania. Są to **badania ilościowe** wykonane w gruncie, przez badania laboratoryjne aż do podania przez geotechnika w **geotechnicznych warunkach posadowienia**, po uwzględnieniu wymagań obiektu i modelu obliczeniowego, **parametrów geotechnicznych**.

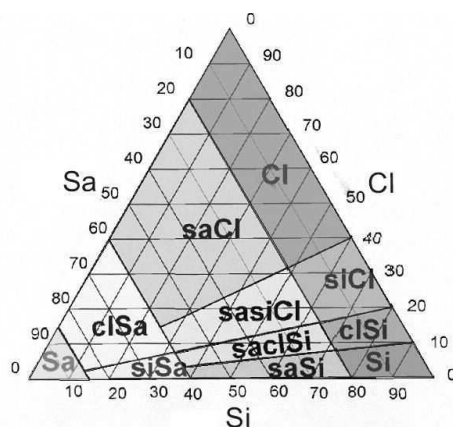
Wprowadzając ten nowy system mamy do przezwyciężenia szereg problemów, wynikających z dotychczasowej praktyki, specyfiki budowy geologicznej Polski, możliwości sprzętowych i liczby laboratoriów w Polsce itp.

Nie jestem w stanie podać w krótkim referacie wszystkich elementów, które muszą być zmienione, by można było stosować EC-7. Informuję, że mamy już mało czasu, bo system projektowania geotechnicznego wg norm europejskich w Polsce ma ruszyć w roku 2010.

Sprawa ta jest jeszcze trudniejsza wobec zmian zewnętrznych, które dokonują się w odpowiedniej komisji CEN TC 288, gdzie w ostatnim czasie bardzo zmieniły się zasady podejścia do Eurokodu 7. Stwierdzono, że jeśli ma on działać w Europie w 27 krajach, to musi być w większym stopniu wspólny niż zakładały to założenia z lat 80. czy 90., gdy trzy duże kraje (D, F, GB), chciały maksymalnie zachować swoje tradycje, a więc dopuszczały dużą dobrowolność stosowania. Obecnie wiadomo, że konieczny jest większy stopień uzgodnień.

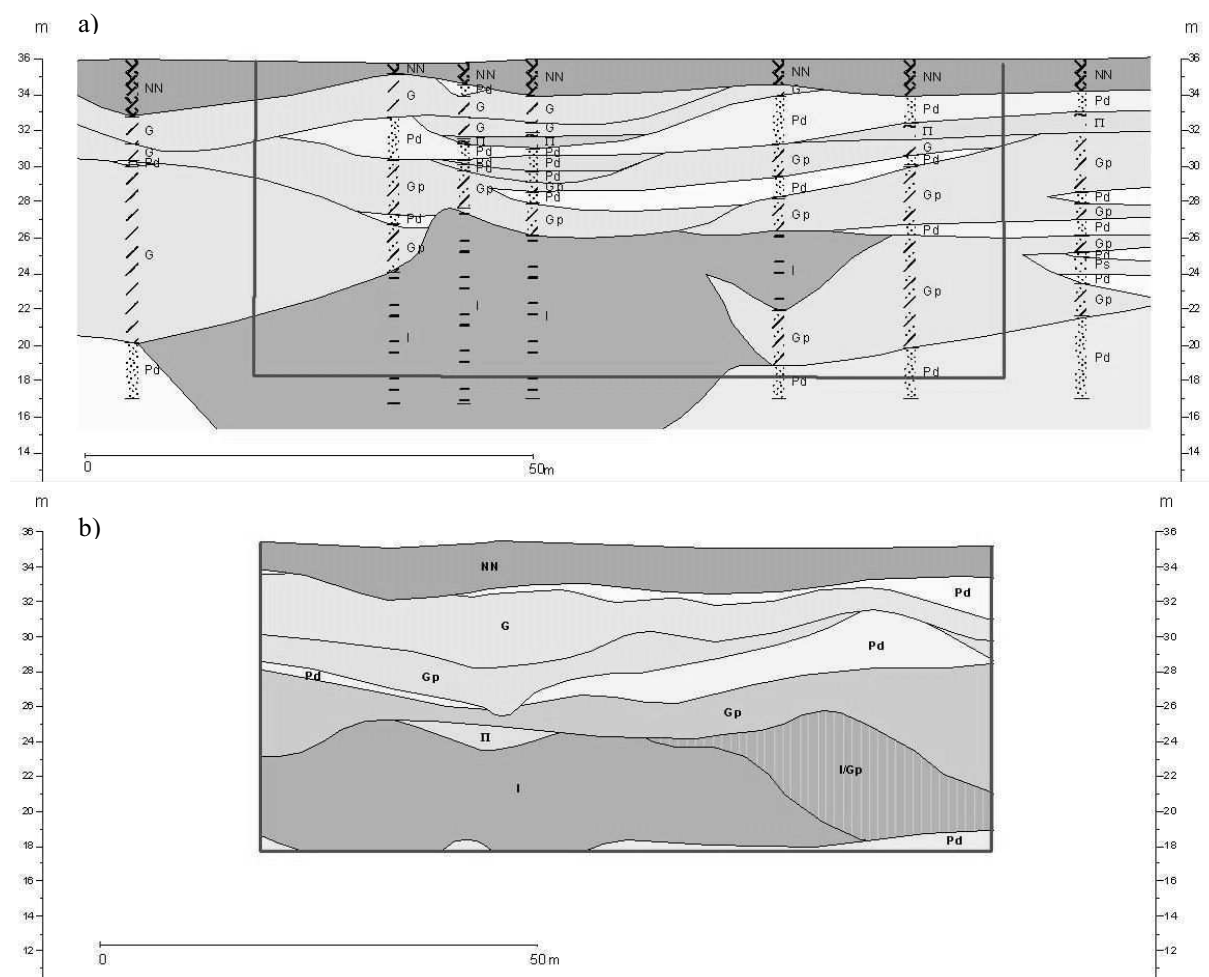
4. Błędy systematyczne dotychczasowego systemu

Z błędami tymi mamy stale do czynienia. Jest to wydzielenie w dokumentacjach geologiczno-inżynierskich i geotechnicznych warstw wg nazw gruntów. Wykres z normy [1] (rys. 6) wyraźnie sugeruje, że jest to niepotrzebne i można tworzyć warstwę z gruntów spoistych (np. od Gp do Gz), która, gdy parametry określamy metodą B, będzie odczytywana z odpowiedniej krzywej. Nowa klasyfikacja (rys. 7), którą dla wygody polskich specjalistów podajemy na „polskim trójkącie” powinna wyeliminować tę praktykę. Warstwy wydzielane powinny różnić się genezą i parametrami. Dobrze to widać, gdy wykonuje się nie tylko wiercenia, ale sondowania, które pokazują różne opory gruntu, a nie tylko subtelne zmiany zawartości frakcji ilastej w próbce, które nie mają odbicia w parametrach gruntu.



Rys. 7 Klasyfikacja gruntów wg PN EN ISO 14688 (komentarz)

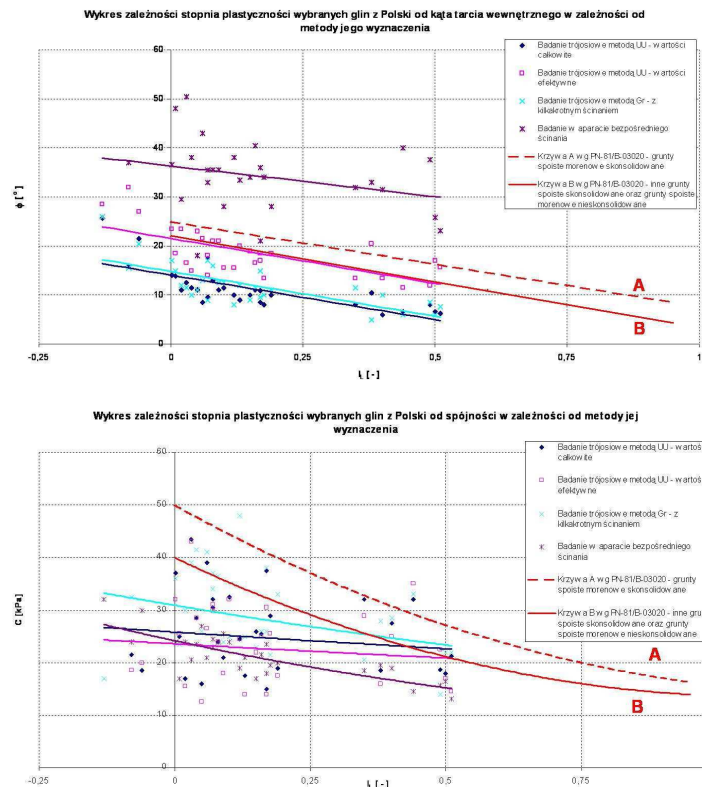
Z klasyfikacją łączą się granice warstw. Granice te przyjmowane są przez konstruktora czy projektanta geotechnicznego w modelu obliczeniowym fundamentów. Przykład różnic między stwierdzonymi a podanymi w dokumentacji warunkami podaje rys. 8. Rysunek dolny opracowany został na podstawie pomiarów wykopu. Podany przykład nie jest wybrany specjalnie. Często różnice są jeszcze większe. Czasami między otworami występują grunty w ogóle nie stwierdzone w badaniach polowych, jeśli są to torfy czy namuły to przypadki te trafiają na konferencję „Awaryjne budowlane”.



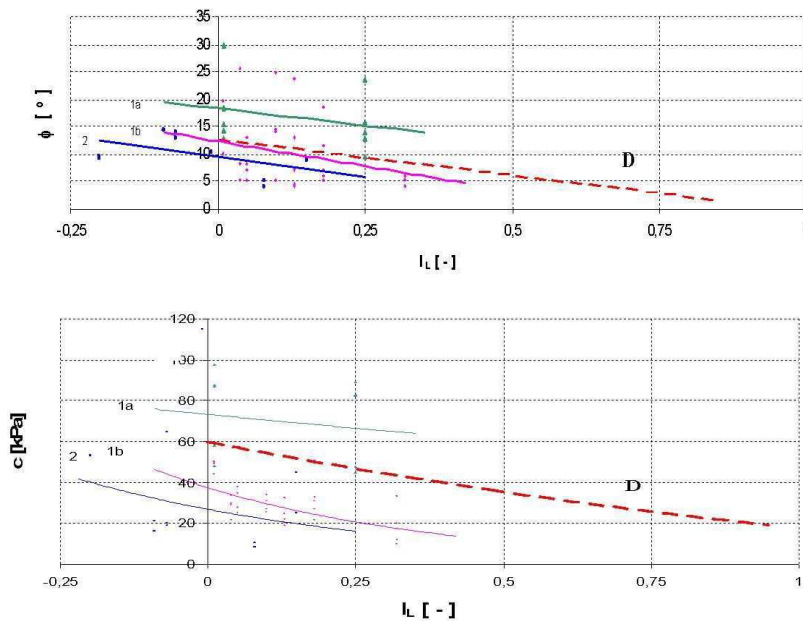
Rys. 8 Porównanie danych z dokumentacji (a) i stwierdzonych w wykopie warunków gruntowych (b)
Rysunek dla uproszczenia nie podaje stanów gruntów. Należy zwrócić uwagę na granice warstw

5. Ustalanie parametrów

„Polski wynalazek” ustalania parametrów metodą B (rys. 6) mimo początkowego znacznego oporu środowiska wprowadził się trwale do praktyki. Przez ponad 20 lat był stosowany powszechnie, nie było z tej przyczyny ani jednej awarii. Zatem należy uznać, że niezależnie od metody ustalania wykresów wartości te zostały zweryfikowane praktycznie. Wykonywane w ostatnich kilkunastu latach badania laboratoryjne gruntów naniesione zostały na wykresy rys. 9 i rys. 10 oraz porównane z wykresami podanymi dla gruntów ABD z normy. Każdy punkt odpowiada serii badań (min 5 próbek). Badania wykonywane były różnymi metodami – w aparacie bezpośredniego ścinania i aparacie trójosiowym przy różnych procedurach badawczych.



Rys. 9 Zależności parametrów ϕ i c od stopnia plastyczności dla glin zwalowych i metody badania



Rys. 10 Zależności kąta tarcia wewnętrznego i spójności od I_L dla trzech serii ilitych:
 1a – ility mioceńskie „krakowieckie”
 1b – ility mioceńskie morskie Zapadliska Przedkarpackiego
 2 – ility mio-plioceńskie formacji poznańskiej
 Badania trójosiowe, wartości efektywne

Obecnie dla oceny geotechnicznych warunków posadowienia obiektu nie można podać łatwej procedury ustalania parametrów (metoda B). Zharmonizowany polski załącznik do EC-7, wstępnie propaguje przyjęcie trzech metod postępowania:

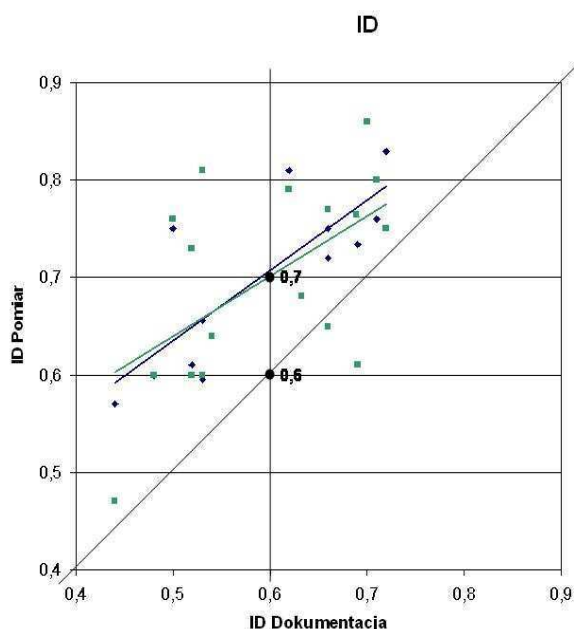
Metoda 1 – Parametry charakterystyczne ustalane są na podstawie badań dla pojedynczego obiektu. Parametry należy ustalać metodami statystycznymi na podstawie danych z wierceń oraz sondowań i badań laboratoryjnych jako wartości wyprowadzone przez korelację, teorię i doświadczenie.

Metoda 2 – Parametry charakterystyczne ustalone są na podstawie badań dla obiektu z uwzględnieniem zależności regionalnych. Parametry charakterystyczne należy ustalać jako wartości wyprowadzone osobno analizując zbiór lokalny korzystając z danych regionalnych. Zbiór lokalny na tle zależności regionalnych..

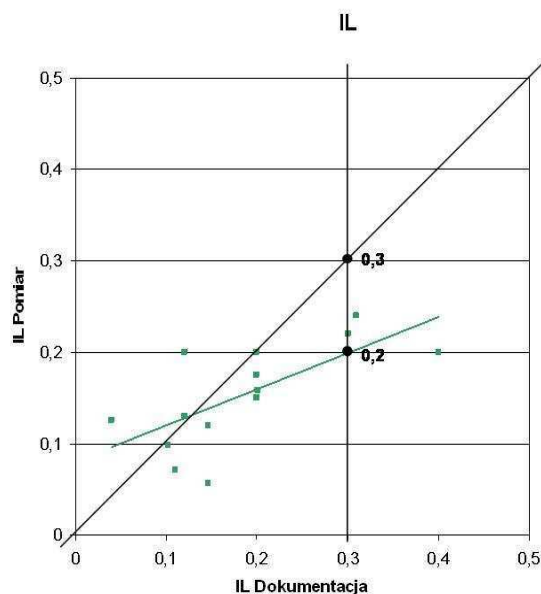
Metoda 3 – Parametry obliczeniowe wyprowadzone z dotychczasowego doświadczenia. Przy braku odpowiedniego zbioru z badań możliwe jest ustalenie parametrów na podstawie tablic doświadczeń regionalnych podanych w normie. W tym przypadku dla piasków i żwirów należy określić uziarnienie i stopień zagęszczenia. Dla gruntów spoistych należy ustalać genezę gruntu, jego nazwę, stopień plastyczności (sondowaniem, badaniami laboratoryjnymi). Na podstawie podanej tabeli odczytać będzie można gwarantowane minimalne wartości parametrów wytrzymałościowych i odkształceniowych.

Uwaga – metoda niewiele różni się od metody B [1], ale podaje od razu **wartości obliczeniowe**.

W roku 2006 w ITB wykonano badania sprawdzające warunki geotechniczne (właściwie były to dokumentacje geologiczno-inżynierskie) kilku różnych firm na ok. 100 km budowanych tras autostradowych i szybkiego ruchu z ok. 90 obiektami. Sprawdzenia dokonywano przeważnie sondowaniami (również ok. 30% wierceniami). Wyniki ustaleń sprawdzających porównano z wynikami z dokumentacji, które służyły do projektowania. Każdy naniesiony punkt (rys 11, 12) podaje stwierdzone warunki w profilu odniesione do wyznaczonej wartości z dokumentacji (rys. 11). Jeśli w dokumentacji np. podano $I_D = 0,6$ a w sprawozdaniu ustalono $I_D = 0,7$, to punkt odciętej 0,7 nanoszono na 0,6



Rys. 11 Porównanie wyników badań stanu zagęszczenia piasków (pd, ps, pr) sondowaniami dynamicznymi ze średnimi stanu zagęszczenia w warstwach wg dokumentacji jeden punkt średnia z kilku, kilkunastu pomiarów w warstwie



Rys. 12 Porównanie wyników sprawdzania stanów sondowaniami dla gruntów spoistych (pg, gp, g π , g π z, gpz) ze średnimi ustalonymi w warstwie wg dokumentacji geotechnicznej
Dla wartości ok. 0,1 występuje zgodność pomiarów z danymi podanymi w dokumentacjach

Wyniki okazały się bardzo interesujące. W piaskach pomiar I_D sondą DH 50 kg dla kilkudziesięciu pomiarów wykazał, że prawie wszystkie wyniki w dokumentacji były zaniżone (bezpieczne!). Prosta poprowadzona przez środek zbioru (met. najmniejszych kwadratów) odległa jest od danych z dokumentacji o ok. 0,1 I_D zatem jeśli w dokumentacji podawano $I_D = 0,5$ to w rzeczywistości prawdopodobnie może być $I_D = 0,6$.

Inną prawidłowość uzyskano dla gruntów spoistych. Było tu mniej wyników. Sprawdzenia I_L dokonywano laboratoryjnie na próbkach gruntu metodą stożka. Uzyskany wynik daje dużo do myślenia. Punktem zgodności określenia stanu gruntu spoistego w dokumentacji i badaniach sprawdzających jest $I_L = 0,1$ (dobry stan twardoplastyczny). Czym grunt jest bardziej plastyczny, tym zapas bezpieczeństwa podawany w dokumentacji jest wyższy.

Dla stanu plastycznego podawanego w dokumentacji $I_L = 0,3$ w badaniach sprawdzających uzyskano $I_L = 0,2$ (po stronie bezpiecznej). Przedstawione wyniki dobrze świadczą o ostrożności wykonujących badania.

6. Podsumowanie

W pracy zwrócono uwagę na kilka problemów, które występują stale przy dokumentowaniu geotechnicznym wg dotychczasowej praktyki norm z lat 80. zwrócono uwagę na możliwość ich identyfikacji i eliminacji przy przechodzeniu na nowy europejski system norm.

Literatura

1. Norma PN-81/B-03020 Projektowanie posadowień bezpośrednich
2. Norma PN-83/B-03010 Ściany oporowe
3. Norma PN/B-86-02480 Grunty budowlane. Określenia, symbole, podział i opis gruntów
4. EN 1997.1 Eurocode 7. Geotechnical design 11.2004
5. Norma PN/B-04452:2002 Geotechnika. Badania polowe
6. Fellin W.: Zur Auswirkung der Festlegung charakteristischer Bodenkennwerte am Beispiel einer Grundbruchberechnung. Geotechnik 24 nr 3, 2001

7. Schuppener B.: Die Festlegung charakteristischer Bodenkennwerte – Empfehlungen des Eurocodes 7 Teil 1 und die Ergebnisse einer Umfrage. Geotechnik – Sonderheft, 1999
8. Wysokiński L.: Geotechniczne przyczyny katastrofy obudowy wykopu przy ul. Chocimskiej w Warszawie. Konferencja nt. Doświadczenia i wnioski wynikające z katastrofy budowlanej przy ul. Puławskiej w Warszawie. Urząd Wojewódzki, wrzesień 1998
9. Pieczyrak J.: Stany graniczne w projektowaniu geotechnicznym. Inżynieria Morska i Geotechnika Nr 6 2006
10. Wysokiński L.: Podstawy projektowania geotechnicznego. XX Konferencja: Warsztaty Pracy Projektanta Konstrukcji. Wisła – Ustroń, marzec 2005
11. Klasyfikacja gruntów: PN EN – ISO 14688-1 2002; PN EN – ISO 14688-1 2004

