

**PECULIARITIES OF THE LIMIT STATE DESIGN THEORY  
IN GEOTECHNICS****P. Koudelka\***

*Summary: The most of the usual mechanics of solids deals with artificial materials except of geotechnics and some other special ranges. The structures of artificial materials and engines are designed almost always into elastic state and behave linearly under load. Not so geotechnical structures, these behave non-linearly almost in ever case. Despite this fact it is requested by geotechnical codes and standards the same approach like for artificial structure design. This incorrect concept has made hard fundamental problems, which have not been solved even during the last forty years. The paper shows the basic peculiarities and some examples of influence of the concept Limit State Design Theory in geotechnics.*

**1. Úvod**

Teorie návrhů ve stavitelství v evropském i světovém měřítku se jeví jako jedna z nejrozšířenějších oblastí mechaniky pevných těles. Pro návrhy konstrukcí se používají různé teorie od nejstarší teorie dovolených namáhání, přes teorii stupně bezpečnosti, k teorii mezních stavů (LSD). Posledně zmíněná teorie vznikla sice nejpozději, avšak nelze ji považovat za novou, její vývoj započal již v 50-tých letech.

Teorie mezních stavů obecně přinesla do praxe teoretický pokrok, avšak za cenu zvýšení pracnosti návrhů v době bez počítačů, takže byla přijímána odbornou veřejností v praxi s nechtí. Její zavádění se setkávalo též s problémy, většinou s přílišnou konzervativností výsledků. Základní problémy byly odstraněny vývojem teorie v průběhu následujících let prakticky ve všech oborech mimo geotechniku. U nás se její geotechnické problémy nepodařilo vyřešit ani za téměř 40 let od zavedení první geotechnické normy založené na mezních stavech (ČSN 73 1001 Základová půda pod plošnými základy již v roce 1966). Stejně konstatování platí i o stavu ve světě včetně Evropy, neboť srovnání našich norem založených na LSD řadí naši normalizaci patrně ke špičkovým, možná i k absolutní špičce. To ovšem nic nemění na skutečnosti, že základy teorie mezních stavů v geotechnice obsahují rozpory, které nejsou vyřešeny a které vedou k nejistotám. Po více než 30 letech vývoje příslušného EUROCODE 7-1 „Geotechnical design – Part 1: General rules“ v jeho konečném návrhu byly přeneseny všechny nedořešené problémy na Národní dodatky a na uživatele. Celý systém Eurokódů včetně EC 7-1 má vstoupit v platnost v blízké budoucnosti i u nás.

---

\* Ing. Petr Koudelka, DrSc.: Ústav teoretické a aplikované mechaniky – AV ČR, Prosecká 76, Praha 9, 190 00. Tel.: + 420.286882121, fax.: + 420.286994634; E-mail: koudelka@itam.cas.cz

## 2. Koncepce teorie mezních stavů

Základem koncepce teorie LSD je pravděpodobnostní přístup ke všem vstupním hodnotám i návrhovými mezím a definování nejprve dvou, později i více skupin mezních stavů (únosnosti, použitelnosti, požární bezpečnosti a p.). Každá skupina obsahuje několik mezních stavů, které jsou definovány podle možných návrhových situací a konstrukčních materiálů. V geotechnice se uplatňují první dvě skupiny mezních stavů. Metodicky je teorie založena na statistické definici výchozích charakteristických hodnot a na podrobných systémech součinitelů všech druhů vstupních hodnot a materiálových mezí, kterými se násobí nebo dělí charakteristické hodnoty, což platí v geotechnice i o vlastnostech materiálových, tj. zemin a skalních hornin. U konstrukcí z umělých materiálů jsou výpočtové hodnoty pevně stanoveny.

Teorie obecně pokládá všechny parametry (tvar, zatížení, fyzikální vlastnosti a p.) za náhodné veličiny a vstupní hodnoty pro výpočet i posouzení odvozuje ve dvou krocích. Prvním krokem je odvození charakteristických hodnot, jež jsou definovány jako hodnoty u nichž pravděpodobnost výskytu nepříznivějších hodnot je 5 % . Vyšší bezpečnosti je dosaženo odvozením výpočtových hodnot. Ty jsou definovány systémem dílčích součinitelů, jimiž se dělí nebo násobí charakteristické hodnoty. Je zřejmé, že základním předpokladem této metody je pružný obor a lineární problémy.

V praxi u většiny parametrů nejsou k dispozici statistická data řešeného skutečného případu (zatížení, materiály, geometrie a p.), takže pravděpodobnostní přístup je uplatněn předem při přípravě norem, které uvádějí obvyklé charakteristické hodnoty a hodnoty dílčích součinitelů. Návrhový postup potom obvykle není výpočtem pravděpodobnosti, ale quasi-pravděpodobnostní pomocí odvozených hodnot.

## 3. Koncepce mezních stavů v geotechnice

Základním rozdílem mezi oblastí geotechniky a ostatními oblastmi mechaniky pevných těles je materiál. Zatímco u umělých konstrukcí, nezávisle na materiálu, jde o konstrukce z omezeného počtu tuhých prvků připravených uměle, většinou z umělých nebo uměle vybraných materiálů. Naproti tomu horninové těleso (zemina nebo skalní hornina) je většinou přírodní, třífázové, je v něm kromě tuhých zrn i voda a vzduch a je složené z nespočetného množství nedefinovaných prvků. Tyto skutečnosti se zákonitě projevují i v chování horninových těles. Jejich chování vykazuje jevy, které se v jiných oblastech mechaniky obvykle nevyskytují, tj. nelineární chování prakticky v celém oboru hodnot, strukturní pevnost, mimořádná variabilita vlastností a možnost změny vlastností přírodními jevy (klíma, zemětřesení apod.). *Základním problémem LSD v geotechnice proto jsou hodnoty vlastností materiálu.*

Česká kmenová norma ČSN 73 0031 tuto odlišnost geotechniky do jisté míry uznává, neboť u definice normových (charakteristických) hodnot pevnosti materiálu (*pravděpodobně jako jediná*) činí výjimku a pro zeminy je definuje jako *průměr*, tj. s 50 % a nikoliv s 95 % zárukou. Koncepce Eurokódů EC 0 a EC 7-1 odlišnost materiálů v geotechnice nebere v úvahu a teoreticky požaduje charakteristické hodnoty pevnosti materiálů stanovit jako u umělých konstrukcí a materiálů s 95 % zárukou. Obě koncepce, česká i evropská, odvozují výpočtové hodnoty materiálových vlastností pomocí dílčích materiálových součinitelů.

#### 4. Zvláštnosti geotechniky

Základní zvláštnosti geotechniky již byly zmíněny výše. Jejich rozbor i rozbor dalších zvláštností by odvedl pozornost od účelu příspěvku. Tím je ilustrace vlivu koncepce současné teorie mezních stavů v geotechnice na výsledné návrhy a předložení tohoto problému k odborné diskusi. Jsme v situaci, kdy teorie nedbá vůbec (EC 7-1) nebo nedostatečně (ČSN) na odlišnost chování geotechnických materiálů (singularity – např. strukturní pevnost) a obor dráhy napětí (nelineární až hyperplastický) a je ve zřejmém rozporu se základním principem mechaniky pro užívání náhradních hodnot vlastností materiálů a součinitelů, tj. pouze v pružném oboru. Soustředíme se proto na odvozené materiálové vlastnosti.

Variabilitu geotechnických materiálů ukazuje Tab.1, kde jsou uvedeny statisticky zjištěné hodnoty podle budované nově databáze vybraných spolehlivě zjištěných fyzikálních vlastností zemín. Databáze je členěna podle normového třídění do 3 základních skupin zemín (jemnozrnné, písčité a šterkovité). Tabulka obsahuje výsledky statistického vyhodnocení souboru 18 vzorků zemín třídy F4–CS (jíl písčité) a charakteristiky souhrnu tříd F3, F4, F5 a F6.

Soil		Statistic analysis				
Group	Class	Property	Samples	Mean value	Standard dev.	Variability coef.
Fine	F4	Unit weight	18	2015 kNm <sup>-3</sup>	82.61	0.043
Granular		Internal frict.	18	24.0°	4.61	0.192
		Cohesion	18	53.0 kPa	32.65	0.616
	F3 +	Unit weight	65	1979 kNm <sup>-3</sup>	96.31	0.049
	F4 +	Internal frict.	61	25.2°	4.19	0.167
	F5+F6	Cohesion	59	44.5 kPa	31.93	0.718

Tab. 1: Soil database of the properly made laboratory tests – Class F4 CS (sandy clay) – Results of statistic analysis according to the normalized Pearson III distribution..

Výsledky statistické analýzy dokládají, že základní parametry materiálové pevnosti, tj. úhel vnitřního tření  $\phi$  a soudržnost  $c$  se vyznačují vysokou variabilitou (viz součinitel variability v posledním sloupci). Naproti tomu variabilita objemové tíhy  $\gamma$  se blíží variabilitě umělých materiálů. Srovnáme-li výsledky zemín třídy F4 s výsledky celé skupiny, které jsou v dolní části Tab.1., je zřejmé, že výsledky třídy F4 nejsou extrémní a nacházejí se v přiměřené vzdálenosti od souhrnných výsledků sledovaných tříd skupiny. Variabilita soudržnosti je mimořádně vysoká a pro další analýzy byla uvažována hodnota dvojnásobku variability vnitřního tření.

#### 5. Výsledky koncepce teorie mezních stavů v praxi

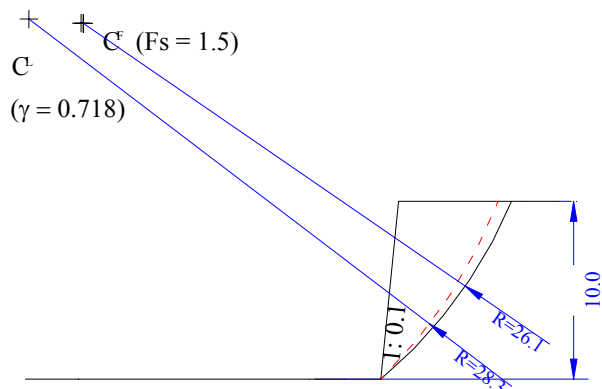
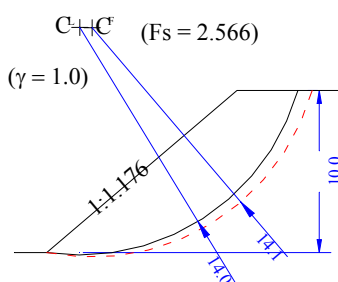
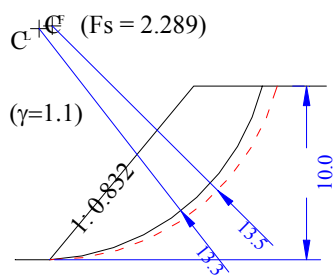
Nejcitlivějším a nejexponovanějším problémem geotechniky je zřejmě stabilita svahů. V přírodě existují přirozené svahy se součinitelem bezpečnosti nepřilíš vyšším než  $F_s = 1$ , které se případně mohou sesunout vlivem změny přírodních podmínek. To ovšem není

přípustné pro návrh umělých svahů a v průběhu dlouhé doby (ještě před vznikem teorie mezních stavů) ze zkušenosti několika generací odborníků se ustálilo užívání součinitele bezpečnosti  $F_s=1.5$ , který byl všeobecně považován za obecně vyhovující a ověřený dlouholetou zkušeností.

Konečný návrh EC 7-1 požaduje posouzení stability svahu podle dvou mezních stavů únosnosti, jejichž dílčí součinitelé pro odvození výpočtových hodnot jsou uvedeny v následující Tabulce 2. Tito dílčí součinitelé mohou být měněny v Národním dodatku a uživatel má navíc možnost zvolit vlastní výpočtové hodnoty podle svého uvážení.

Theory	Approach	Probability $X_k$	Partial coefficients of Material			Partial coeff. of resistance $\gamma_{R,e}$
			Unit weight $\gamma_{m\gamma}$	Internal friction $\gamma_{m\phi}$	Cohesion $\gamma_{mc}$	
LSD	EC7-1/A2	95 %	1.0	1.0	1.0	1.1
	EC7-1/A3	95 %	1.0	1.25	1.25	1.0
SFD	$F_s = 1.5$	50 %	1.0	1.0	1.0	1.5

Tab. 2: System for derived values of material properties according to the final draft of EC7-1 and the previous Safety Factor Design (SFD).



Obě návrhové teorie byly již analyzovány podrobně a v celém rozsahu prakticky možných kombinací parametrů a výsledky byly publikovány (Koudelka 2002). Tento příspěvek uvádí názorné výsledky návrhů svahů podle uvedených teorií a postupů na obrázcích 1a, b, c.

**a b**  
**c**

Fig. 1. Different design results for slope in homogeneous mass of the mean values of  $\gamma = 20.15 \text{ kNm}^{-3}$ ,  $\phi = 24^\circ$ ,  $c = 53 \text{ kPa}$  according to:

- a - final draft EC 7-1 Approach 2
- b - final draft EC 7-1 Approach 3
- c - Safety Factor Design  $F_s = 1.5$

Na obrázcích ad 1a, 1b (nahore) jsou vyznačeny návrhy pro stejné zemní těleso podle příslušného postupu EC 7-1 i kritickou smykovou plochou (plná čára – střed  $C_L$ ) a použitým dílčím součinitelem odporu  $\gamma_{R,e}$ . Pro svah navržený podle EC 7-1 jsou uvedeny pro srovnání

i výsledky posouzení podle teorie stupně bezpečnosti ( $F_s$ ,  $C_{SF}$  a čárkovaná kritická smyková plocha). Na obr. 1c (dole) je naopak znázorněn návrh pro stejnou zeminu podle stupně bezpečnosti (plná čára) a výsledky posouzení podle EC 7-1/App.2 (čárkovaně).

Z výsledků je patrné, o kolik jsou návrhy podle teorie mezních stavů konzervativnější, než podle ověřené teorie stupně bezpečnosti. V tomto případě nejsou kritické smykové plochy obou srovnávaných postupů daleko od sebe. V jiných případech se však mohou kritické smykové plochy výrazně lišit. Pak výpočet podle LSD dojde k velice nepravděpodobným výsledkům, které mohou projektanty mýlit a vést k zanedbání nejpravděpodobnější polohy kritické smykové plochy. Návrhy podle mezních stavů ČSN by byly zřetelně bližší k návrhům podle teorie stupně bezpečnosti, avšak rovněž konzervativnější.

## 6. Příklad použití geotechnických postupů v praxi umělých konstrukcí

Odborná geotechnická veřejnost po několik desítek let trvajícím obtížném zavádění mezních stavů do geotechniky si již prakticky neuvědomuje rozpornost jejich koncepce vytvořené pro pružný obor napětí se složitými nelineárními až hyperplastickými problémy a singularitami geotechniky. Ukažme si proto pro větší názornost příklad opačný. Předpokládejme například, že umělá konstrukce je vyrobena z oceli, která má stejně vysokou variabilitu pevnosti jako má smyková pevnost u zemin, a pokusme se při jejím návrhu postupovat stejně jako v geotechnice podle konečného návrhu EC 7-1/Approach 3 z 10/2001.

Za příklad nelineárního problému si vyberme vzpěr vetknutého sloupu s volnou hlavou a výškou 3,0 m. Sloup je proveden s počáteční nepřesností ve svislosti tak, že hlava sloupu je odchýlena od vvislice o 15 mm v méně tuhém směru, a břemeno tíhy působí přesně na osu průřezu hlavy sloupu. Řešíme rovinnou úlohu. Sloup je navržen ze dvou U č.160 svařených do krabice a vyroben z evropské oceli S235. Pracovní diagram oceli v průměrných hodnotách podle zkoušek ukazuje slabá plná černá čára na obr.2 a diagramy náhradního materiálu silné červené čáry.

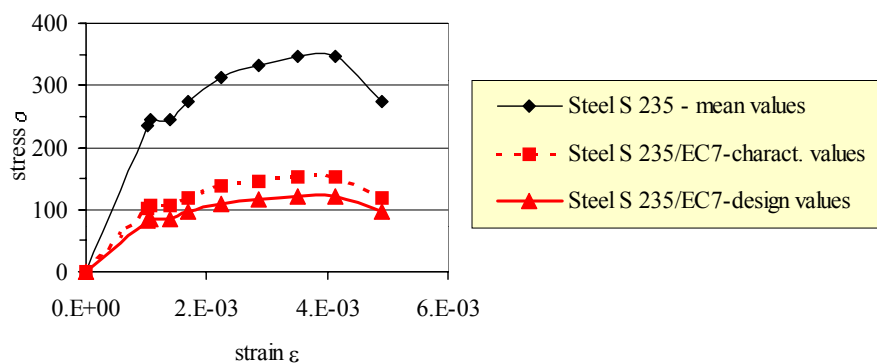
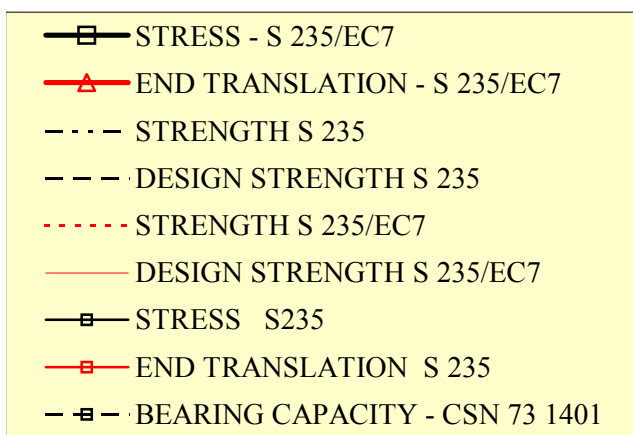
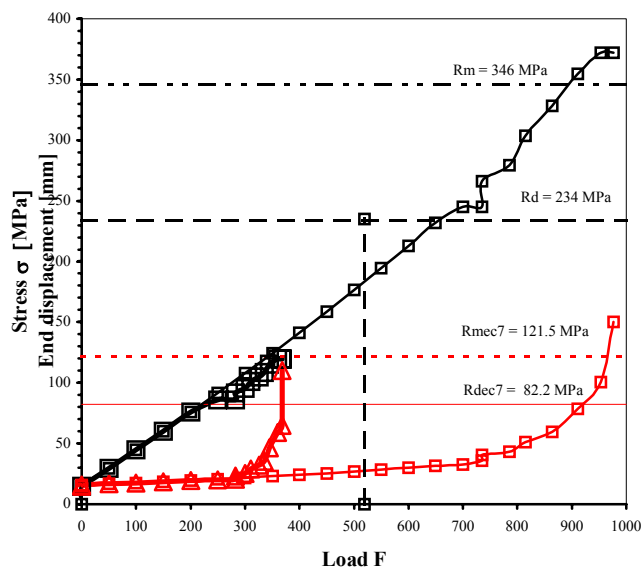


Fig.2: Stress / strain diagrams of steel S235 derived according to EC 7-1/Approach 3.

Průřez sloupu je navržen podle ČSN 731401 „Navrhování ocelových konstrukcí“ a pro vzpěr ve směru

průřezové osy  $Z$  by měl mít únosnost 518.8 kN. Při výpočtu podle teorie 2. řádu za výše uvedených podmínek chování sloupu ukazuje graf na obr. 3.

Slabé čáry na obr.3 ukazují průběh maximálního tlakového napětí (černá) a výchylky hlavy sloupu (červená) v závislosti na růstu zatížení tíhovou silou podle skutečného pracovního diagramu oceli. Silné plné čáry vyjadřují stejné veličiny podle odvozeného pracovního diagramu podle EC 7-1/ Approach 3. S ohledem na demonstrativní povahu příkladu nebyla



uvažována plastifikace průřezů při překročení meze pružnosti, postup byl však použit u obou příkladů, takže vzájemné srovnání by nemělo být příliš ovlivněno.

Fig. 3: Phenomenon histories under loading of cantilevered braced column with the free top of length of 3.0 m, i.e. maximal pressure stress and the brace free end translation. The original inaccuracy of the brace verticality is of 15 mm in the top.

V pružném oboru by byly mezními zatíženími u skutečné oceli hodnoty zatížení odpovídající napětí 234 MPa, tedy cca 660 kN při posunu hlavy sloupu o 17 mm a u oceli s náhradními vlastnostmi podle EC 7-1/Approach 3 hodnoty zatížení pro napětí 80 MPa, tedy cca 285 kN při posunu hlavy sloupu o 5 mm.

Dosažení konečných hodnot napětí na mezi pevnosti 372 MPa u skutečné oceli a 120 MPa u oceli s náhradními vlastnostmi nastalo při zatížení 976,5 kN, resp. 368,1 kN, a posunu hlavy

sloupu o 85 mm, resp. 50 mm (viz příslušné slabé.vodorovné přímky). Výpočet vzpěru daného sloupu podle ČSN 73 1401 dává hodnotu únosnosti 518,9 kN pro výpočtovou pevnost 235 MPa (viz svislou slabou čárkovanou přímku) a pro mez pevnosti 372 MPa limitní maximální sílu 821,4 kN. S ohledem na patrně různou uvažovanou počáteční výrobní nepřesnost tyto hodnoty jsou v dobré shodě a odlišnost počátečních odchylek nebyla zřejmě velká.

## 7. Závěr

Uvedené příklady potvrzují výsledky předchozích analýz a názor, že zavedení požadavku na 95 % spolehlivost pevnosti materiálů a materiálových součinitelů do geotechnické teorie mezních stavů (Brinch Hansen 1953 ?) byl osudovým omylem, který zavedl celou geotechniku na dlouhá desetiletí na scestí a do neplodných diskusí.

## 8. Poděkování

Příspěvek je jedním z výsledků výzkumu, který je podporován grantem GA AV ČR č. IAA2071302 a grantem GAČR č. 103/02/0956. Autor děkuje i spolupracovníkům, z nichž

jmenovitě uvádí Prof. Ing. Miroše Pirnera, DrSc., Prof. Ing. Ondřeje Fischera, DrSc. a autora programu MINSLOPE Ing. Tomáše Koudelku.

## 8. Literatura

- Cornell C.A. (1972): First-order Uncertainty Analysis of Soils Deformation and Stability. Proc.IC on Application of Statistics and Probability to Soil and Structural Engineering – Hong Kong, 130-143. Hong Kong, Hong Kong University Press.
- ČSN 73 0031 (1990): Structural reliability – Basic requirements for design, 22 ps. Prague, Vydavatelství ÚNM.
- ČSN 73 0037 (1992): Earth pressure acting on structures, 52 ps. Vydavatelství norem, Prague.
- ČSN 73 1001 (1988): Foundation of structures - Subsoil under shallow foundations, 75 ps. Prague, Vydavatelství ÚNM.
- Eurocode 1 – Basis of design and actions on structures – Part 1: Basis of design (European Prestandard – September 1994), 85 ps., Brussels, CEN.
- Eurocode 7: Geotechnical design – Part 1: General rules (European Prestandard) – October 1994), 123 ps. Brussels, CEN.
- Eurocode 7: Geotechnical design – Part 1: General rules (Final draft – February 2000). Brussels, CEN/ TC 250/SC7-WG1.
- Janbu N. (1954): Stability Analysis of Slopes with Dimensionless Parameters. Doct.Thesis. FAS of Harvard Un. Reprint 1980, NIT Univ. of Trondheim.
- Koudelka P.(1996): On Philosophy of Limit States Theory in Geotechnics. Proc.IS EC7 Towards Implementation, London, 53-60. London. ISE London.
- Koudelka, P. (1998). Effects and Some Risks of Designs Based on Ultimate Limit State. Engineering Mechanics, Vol. 5, No. 4, 1-16.
- Koudelka, P. (2002): Influence of different ULS systems of partial factors and derived values in slope design. Proc IWS Kamakura, . Rotterdam/ Brookfield , Balkema.
- Koudelka P. - Procházka P.(1987): The similarity of pore pressure effect to the stability of slopes. Proc. IX EC SMFE Dublin, 825-827. Rotterdam/ Brookfield , Balkema.
- Koudelka P. – Procházka P. (2001). Apriori Integration Method – Analysis, Similarity and Optimisation of Slopes. 168 ps. Prague, ČSAV Academia.
- Lumb P. (1972): Precision and Accuracy of Soil Tests. Proc. IC ASP SSE Hong Kong, 330-345. Hong Kong, Hong Kong University Press.
- Mejzlík L. & Mencl V. (1981): Earth Pressure on Retaining Walls in Cuttings in Clay. Proc. Xth IC SMFE Stockholm, 181-184. Rotterdam, Balkema.
- Simpson B. (2001): Embedded retaining walls. Proc.XVth IC SMGE Istanbul, Vol.4 (in press). Lisse/ Abingdon/ Exton (PA)/ Tokyo, Balkema.
- Wroth C.P.- Houlsby G.T.(1985): Soil mechanics property characterization and analysis procedures. XIth IC SMFE San Francisco, 1/1-55. Rotterdam/ Brookfield, Balkema.