

土木研究所資料

斜面構造と地すべりの安定度 に関する解析的研究

平成2年6月

建設省土木研究所
砂防部地すべり研究室

Copyright © (1990) by P. W. R. I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P. W. R. I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、土木研究所長の承認を得ずしてこれを行ってはならない。

斜面構造と地すべりの安定度 に関する解析的研究

地すべり研究室 室長 中村 浩之
復建調査設計株式会社 藤原 英俊*

* 元部外研究員

要 旨

地すべりを発生しやすいと言われている斜面構造に着目して、その安定特性を解明する目的で動的計画法を用いた臨界すべり面解析法によるモデル斜面解析を行い、斜面構造の持つ安定度の定量化を試みたものである。

キーワード：地すべり，道路土工，臨界すべり面解析法，安定解析，モデル斜面解析，動的計画法

我が国は環太平洋列島弧に位置し、地震・火山その他さまざまな地球 内部エネルギーに起因する変動が最も活発な条件下にある。このため、国土を形成する岩石は火成岩、深成岩、変成岩、堆積岩など多岐にわたる。しかも岩石形成後に激しい造構運動や変質作用を受け、岩石自体が脆弱化している場合が多い。また、比較的新しい時代に形成された岩石は造構運動による劣化は弱いものの岩石自体が半固結の状態であり、風化作用に対して極めて弱い性状を示す（いわゆる「軟岩」と呼ばれる岩石）。このような地質状況であるため、過去に数多くの地すべりが発生し、人的、物的被害を与えてきた。

近年は地方への高速道路網の拡充や地域道路網の整備・拡充に伴い、大規模な切り土や盛り土を実施するケースが多くなってきた。このため各地で道路建設に伴い発生する地すべりが数多く報告されるようになり、現在の道路建設及び維持管理上の重要な問題の一つとなっている。

当研究は、自然斜面の持つ安定度特性について把握すべく、地すべりを発生しやすい地質構造に注目して実施した安定解析結果についてとりまとめたものである。一般にある種の地質構造は道路土工で発生する地すべりの主な原因となっていることもあり、このような地質構造を有する斜面の安定特性を解明することは道路土工の斜面安定を考える上で基礎的で、しかもきわめて重要な位置を占めると考えられる。

平成2年6月

砂防部地すべり研究室

室 長 中 村 浩 之

復建調査設計株式会社 藤 原 英 俊
(元部外研究員)

目 次

ページ

ま え が き

1. 研究の概要	1
1.1 研究の目的	1
1.2 研究方法	1
2. 解析理論	2
2.1 動的計画法	2
2.2 簡便ヤンプ法	6
3. 計算結果	9
3.1 モデル斜面解析結果	9
3.1.1 均質斜面モデル	10
3.1.2 貫入岩想定モデル	15
3.1.3 二層構造モデル	18
3.1.4 互層構造モデル	22
3.2 地すべり事例解析	60
4. 解析結果のまとめ	67
5. あとがき	69

○ 巻 末 資 料

1). 道路土工に伴い発生した地すべりの 地形・地質・土質強度統計	73
2). 臨界すべり面解析プログラム(CSSDP2, CSSDP3)使用上の注意点	91
3). モデル解析結果断面図	95

1. 研究の概要

1.1 研究目的

近年は高速道路網の拡充や地域道路網の整備拡充に伴い、山腹斜面を大規模に切り盛りするケースが多くなってきた。このため各地で道路土工に伴う地すべりが報告されるようになり、現在の道路建設の重要な問題の一つとなっている。

道路土工の中で斜面の切り土を誘因に発生する地すべりはその多くが風化岩～岩盤中に発生する、いわゆる初生地すべりである。地すべり発生の主要因は斜面末端の切り土による土塊バランスの喪失にあるが、地すべりが発生するような斜面は地形・地質的に地すべりが発生しやすい素因を持っていると考えることができる。

本研究は道路土工で発生する地すべりを念頭に置いて、斜面の持つ安定特性が地質構造にいかに関与されるかを解明する目的で行ったものである。そして得られたデータは今後の道路土工に際して、対象とする地山の安定度を評価しようとする場合の基礎資料となるべきものとする。

1.2 研究方法

本研究は道路土工に伴い発生する地すべり規模程度のモデル斜面を想定して行った臨界すべり面解析結果についてとりまとめたものである。モデル斜面には地すべりを最も起こしやすい地質要素を取入れ、それぞれの斜面で形成される臨界すべり面について検討を行ったものである。

想定した地質構造は、(1). 単純な均質斜面、(2). 貫入岩が存在する斜面、(3). 二層構造斜面、(4). 互層構造斜面であり、この中で(1). 単純な均質斜面、(4). 互層構造斜面、の2ケースは斜面の末端を切り土した場合を想定して安定度の評価、すべり面形状の比較を行った。

解析は動的計画法(DP理論)を取り入れた臨界すべり面解析プログラム(プログラム名, CSSDP 2, CSSDP 3)を用いた。この手法は時間的・空間的多層最適問題を取り扱うもので、微分法や変分法に比べ微分不可能な関数を取り扱う場合に有効な手法である。多層構造の斜面を取り扱う場合はこういった手法が特に効果的である。具体的な安定解析の理論については次項で説明を行う。

2. 解 析 理 論

2. 1 動 的 計 画 法

動的計画法 (dynamic programming, 略してDP) とは、R. Bellman(1957)により開発された非線形数学的計画法である。これは、時間的一空間的多段階最適問題を取り扱うものである。この最適値すなわち極値を求める方法としては微分法や変分などが有効であるが、多変数や微分不可能な関数を取り扱う場合は効果的でない。一方この限界をクリアーするために開発された線形計画法は一次関数の極値を求めるものであるが、その関数が非線形を有する場合には使用できない。DPは非線形を含む広範囲の多段階決定過程の解法として、これら古い手法よりはるかに進んだものである。

「初期の状態と最初の状態が何であろうとも、残った決定は、最初の決定から生じた状態に関して最適政策を構成しなければならない」といった命題すなわち最適性原理に基づく、マルコフ性を持つ多段階決定過程がDPであり、これは次の汎関数 $\bar{G}$ を最小化し、最小化関数 f_0 を求めることに帰着する。

$$\begin{aligned} f_n &= \min \bar{G} = \min [\bar{G}_0 + \min \sum_{i=1}^n \bar{G}_i] \\ &= \min [\bar{G}_0 + f_{n-1}] \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$f_{n-1} = f_n - \bar{G}_0 \quad \dots\dots\dots (2)$$

ここで、 i は多段階決定過程の各段階、 $\bar{G}_0$ は $\bar{G}$ の初期値、 f_n は求める最小汎関数。

動的計画法の概念を把握する意味で、Bakerがその論文中に述べているDPのアルゴリズムの説明を次に述べる。

図 2. 1. 1 に見られる簡単な例を使いDPの計算手続きを明確にすると分かりやすい。この図は、点Aと点Bを結ぶ道路網を図示したものであり、道路各交点間を移動するのに要する時間を図 2. 1. 1(a)の各交点間に示してある。AからBに行くのに最小の移動時間 T_s で済む経路を求める。図 2. 1. 1(a)下部に示す1から7のステージを用いて、AからBの経路を考えると良い。各交点(各状態)はそのステージ(Stage)数とポジション(Position)数を用いて分別され、例えば図 3. 1. 1 (a)のd点はステージ4の上から2番目の頂点を意味して(4, 2)と書ける。ある交点(i, j)から次の交点($i+1, k$)へ移動するのに要する時間は図2. 1. 1 (a)中の $DT_3(1, 2)$ のように、 $DT_1(j, k)$ と指定される。すなわち、

$$DT_i(j, k) = P(i, j) \rightarrow P(i+1, k) \quad \dots\dots\dots (3)$$

$$DT_3(1, 2) = c(3, 1) \rightarrow d(4, 2) = 3 \quad \dots\dots\dots (4)$$

$$(i=3, j=1, i+1=4, k=2)$$

ここで、 i はステージ数、 j はポジション数、式中の矢印は移動方向を表す。(図 2.1.1(c)参照)
 $H_1(j)$ を点 A (1, 1) からある交点 (1, j) へ移る最小時間と置くと、 $H_1(j)$ は最適値関数
(optimal value functions) と呼ばれる。

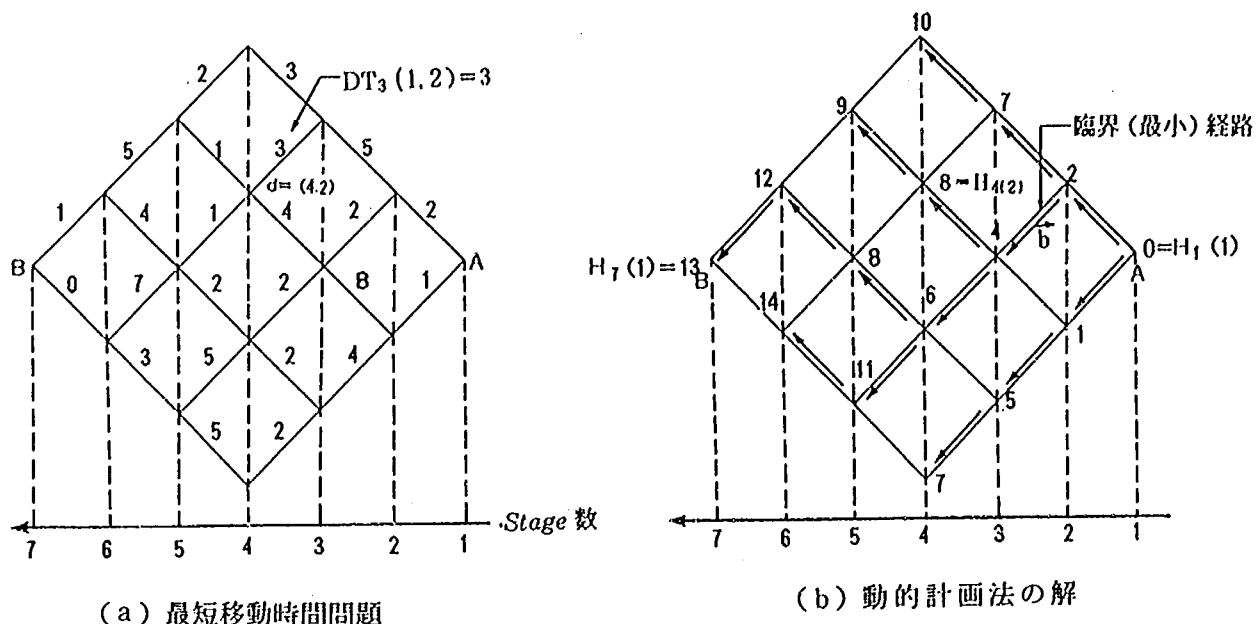


図 2.1.1 動的計画法説明図

最適値関数の定義と A (1, 1) そして B (7, 1) の指定より、明かに $H_1(1) = 0$, $H_7(1) = T_s$ 。計算は、図 2.1.1(b) の点 A 頂点 (1, 1) で $H_1(1) = 0$ と置くことにより始められ、この点からは、(2, 1) へも (2, 2) へも移動可能であるので、そのどちらが最小経路上にあるのかは前もって分からない。従って、 H_2 は、

$$H_2(1) = H_1(1) + DT_1(1, 1) = 0 + 2 = 2$$

$$H_2(2) = H_1(1) + DT_1(1, 2) = 0 + 1 = 1$$

これらの値とそれを生む移動方向は図 2.1.1 (b) に示されている。

ステージ 3 において 3 つの交点のうちどれが最小経路上にあるかを知ることはできないが、A か

ら各点への最小移動時間は計算できる。Aから(3, 1)への移動時間は、Aから(2, 1)と(2, 1)から(3, 1)への時間の和である。すなわち、

$$H_3(1) = H_2(1) + DT_2(1, 1) = 2 + 5 = 7$$

同様に、 $H_3(2) = H_2(2) + DT_2(2, 2) = 1 + 8 = 9$

$$H_3(3) = H_2(2) + DT_2(2, 3) = 1 + 4 = 5$$

点(3, 2)は(2, 1)あるいは(2, 2)からも到達でき、Aから(3, 2)への移動時間はそれぞれ

A → (2, 1) → (3, 2) に対して、

$$H_2(1) + DT_2(1, 2) = 2 + 2 = 4$$

A → (2, 2) → (3, 2) に対して、

$$H_2(2) + DT_2(2, 2) = 1 + 8 = 9$$

それ故、Aから(3, 2)への最小所要時間は4で、それは上方の経路で得られる。4の値は、図2.1.1(b)中の適当な場所へ導入させて、(2, 1)から(3, 2)への経路の最小値を示す矢印bも図中に示した。交点(3, 3)は(2, 2)からのみ到達でき、 $H_3(3) = H_2(2) + DT_2(2, 3) = 1 + 4 = 5$ 、同様に $H_4(1)$ は10と分かる。点(4, 2)は(3, 1)あるいは(3, 2)から到達でき、前者の場合所要時間は $7 + 3 = 10$ 、後者は $4 + 4 = 8$ であり、従って $H_4(2) = 8$ である。

経路A → (2, 2) → (3, 2) → (4, 2)はまったく考えなくてもよい。というのは、初期のステージで除外されているからである。この経路の除外操作はあらゆる可能な経路の所要時間を比較して得られる動的計画法の長所である。

ステージ6にも同様な方法が続けると、 $H_6(1) = 12$ 、 $H_6(2) = 14$ (図2.1.1(b))となる。問題の解を完全なものとするには、もはや $H_7(1)$ の値を $12 + 1 = 13$ 、 $14 + 0 = 14$ のいずれかを計算すれば良いだけである。明白に $H_7(1) = 13 = T_s$ が最小所要時間である。図2.1.1(b)の矢印をBから逆になぞると、最小経路(critical path)はA → (2, 1) → (3, 2) → (4, 3) → (5, 2) → (6, 1) → Bであることがわかる。本プログラムでは、この図2.1.1(b)の経路を三次元配列に記憶させている。

以上のようにして得られる算法を定式化すると、最小化の問題は次の関係を用いて最適値関数の数列を決定することに帰着する。すなわち、

$$H_{i+1}(j) = \min_K [H_i(K) + DT_i(K, j)] \quad \begin{matrix} i=1 \cdots n \\ j=1 \cdots KK_{i+1} \end{matrix} \quad \dots\dots\dots (5)$$

ここでKはそこから点 $[(i+1), j]$ へ到達し得るステージ1に おける可能なすべての交点を表し、 $K+1$ はステージ1における交点数である。例として、 $H_5(2)$ の計算を考えよう、

$$H_5(2) = \min_{K=2,3} \{ H_4(K) + DT_4(K, 2) \} \dots\dots\dots (6)$$

when, $\begin{cases} (4, 2) \rightarrow (5, 2) \text{ or} \\ (4, 3) \rightarrow (5, 2) \end{cases}$

点 $(5, 2)$ に到達するには、点 $(4, 2)$ と $(4, 3)$ が考えられる (図 2.1.1(b))。従って、Kは1～4があるが、そのうち点 $(5, 2)$ に到達するのは $K = 2, 3$ である。

$$\begin{aligned} H_5(2) &= \min_{K=2,3} \{ H_4(K) + DT_4(K, 2) \} \\ &= \min \left\{ \begin{array}{l} H_4(2) + DT_4(2, 2) \\ H_4(3) + DT_4(3, 2) \end{array} \right\} \\ &= \min \left\{ \begin{array}{l} 8+1 \\ 6+2 \end{array} \right\} = \min \left\{ \begin{array}{l} 9 \\ 8 \end{array} \right\} = 8 \dots\dots\dots (7) \end{aligned}$$

得られた解法はA B間の最適経路(optical paths)のみならず、Aと各交点 (i, j) 間の最適経路おも与えることは興味深い。事実、DP計算手続きは、元々の問題を共通の始点と異なった終点を持つ問題族に変換することにより、すべてのポジション番号 (y_1) ：類似の偏分問題を離散化した型)を同時に選択し計算する総当り計算の必要性を取り除いている。

2. 2 簡便ヤンプ法

図 2. 2. 1 (a) のような地すべり土塊を考え、その土塊中の 1 番目のスライスに働く力を図 2. 2 . 1 (b) のように定義する。スライス 1 垂直・水平方向に働く力の釣合式は、次の様に表される。

$$(1+k_v) W_i + \Delta X_i = T_i \sin \alpha_i + N_i \cos \alpha_i \quad \dots\dots\dots (8)$$

$$\Delta E_i = -T_i \cos \alpha_i + N_i \sin \alpha_i + k_H W_i \quad \dots\dots\dots (9)$$

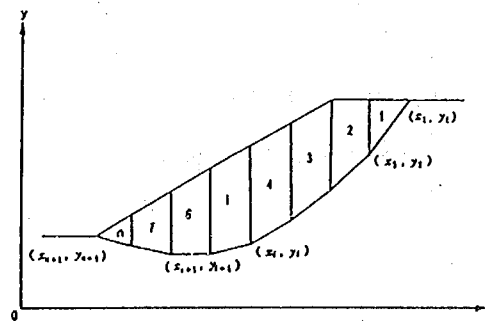
全体系 (図 2. 2. 1(a)) に関する垂直・水平方向の力の釣合式は、

$$\Sigma \{ (1+k_v) W_i \} + X_{n+1} - X_1 = \Sigma (T_i \sin \alpha_i + N_i \cos \alpha_i) \quad \dots\dots\dots (10)$$

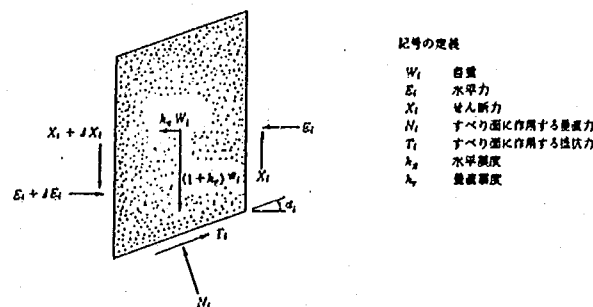
$$E_{n+1} - E_1 = \Sigma (-T_i \cos \alpha_i + N_i \sin \alpha_i + k_H W_i) \quad \dots\dots\dots (11)$$

境界条件は次式を仮定する。滑動土塊端部で

$$X_1 = X_{n+1} = 0, \quad E_1 = E_{n+1} = 0 \quad \dots\dots\dots (12)$$



(a) 地すべり土塊



記号の定義

W_i	自重
E_i	水平力
X_i	せん断力
N_i	すべり面に作用する垂直力
T_i	すべり面に作用するせん断力
k_H	水平抵抗
k_v	垂直抵抗

(b) スライス 1 に作用する力

図 2. 2. 1 地すべり土塊及びスライス説明図

この境界条件より (10) 式 (11) は次のようになる。

$$\Sigma (1+k_v) W_i = \Sigma (T_i \sin \alpha_i + N_i \cos \alpha_i) \quad \dots\dots\dots (13)$$

$$0 = \Sigma (-T_i \cos \alpha_i + N_i \sin \alpha_i + k_H W_i) \quad \dots\dots\dots (14)$$

式 (13), (14) に (8) 式, (9) 式を代入して、

$$\Sigma \Delta X_i = 0 \quad \dots\dots\dots (15)$$

$$\Sigma \Delta E_i = 0 \quad \dots\dots\dots (16)$$

一方, (8), (9) 式より N_i を消去して、

$$\Delta E_i = \{ (1+k_v) W_i + \Delta X_i - T_i \sin \alpha_i \} \tan \alpha_i - T_i \cos \alpha_i + k_H W_i \quad \dots\dots\dots (17)$$

式 (17) を式 (16) に代入すると、 $T_i (\tan^2 \alpha_i + 1) \cos \alpha_i = T_i \sec^2 \alpha_i \cdot \cos \alpha_i$

であるから、

$$\Sigma [\{ (1+k_v) W_i + \Delta X_i \} \tan \alpha_i + k_H W_i] = \Sigma T_i \sec \alpha_i \quad \dots\dots\dots (18)$$

一方、クーロンの破壊条件より

$$T_i = \{ c'_i \ell_i + (N_i - U_i \ell_i) \tan \phi'_i \} / F_s \quad \dots\dots\dots (19)$$

さらに式 (8) を N_i について解くと

$$N_i = \{ (1+k_v) W_i + \Delta X_i - T_i \sin \alpha_i \} / \cos \alpha_i \quad \dots\dots\dots (20)$$

式 (19), (20) を代入すると

$$\begin{aligned} F_s T_i &= [c'_i \ell_i \cos \alpha_i + \{ (1+k_v) W_i + \Delta X_i - U_i \ell_i \cos \alpha_i \} \tan \phi'_i] / \cos \alpha_i \\ &\quad - T_i \tan \alpha_i \tan \phi'_i \quad \dots\dots\dots (21) \end{aligned}$$

よって T_i は

$$T_i = \frac{c'_i \ell_i \cos \alpha_i + \{ (1+k_v) W_i + \Delta X_i - U_i \ell_i \cos \alpha_i \} \tan \phi'_i}{F_s \sec \alpha_i n_{\alpha i}} \quad \dots\dots\dots (22)$$

ここに

$$n_{\alpha i} = \cos^2 \alpha_i \{ 1 + \tan \alpha_i \tan \phi'_i / F_s \} \quad \dots\dots\dots (23)$$

式 (22) を式 (18) に代入すると

$$F_s = \frac{\Sigma [c'_i \ell'_i \cos \alpha_i + \{ (1+k_v) W_i + \Delta X_i - U_i \ell_i \cos \alpha_i \} \tan \phi'_i] / n_{\alpha i}}{\Sigma [\{ (1+k_v) W_i + \Delta X_i \} \tan \alpha_i + k_H W_i]} \quad \dots\dots\dots (24)$$

ここで、簡便Janbu法の仮定を導入する。

すなわち、

$$\Delta X_i = 0 \quad \dots\dots\dots (25)$$

つまり、スライス間の垂直抵抗力を一定としても事実上さしつかえないとする仮定である。

$$F_s = f_0 \frac{\sum [c_i \ell_i \cos \alpha_i + \{ (1 + k_v) W_i - U_i \ell_i \cos \alpha_i \} \tan \phi'_i] / n_{ai}}{\sum [(1 + k_v) W_i \tan \alpha_i + k_H W_i]} \quad \dots\dots\dots (26)$$

上式は、また次のように書き改められる。

$$F_s = f_0 \cdot \sum A_i / \sum B_i \quad \dots\dots\dots (27)$$

ここに A i : 抵抗成分, B i : 滑動成分

$$A_i = [c'_i \ell_i \cos \alpha_i + \{ (1 + k_v) W_i - U_i \ell_i \cos \alpha_i \} \tan \phi'_i] / n_{ai} \quad \dots\dots\dots (28)$$

$$B_i = (1 + k_v) W_i \tan \alpha_i + k_H W_i \quad \dots\dots\dots (29)$$

また、修正係数 f_0 は次式で与えられる。

$$f_0 = (50 d / L)^{0.03} \quad \dots\dots\dots (30)$$

ここに L は直線距離で測ったすべり斜面長、d はすべり斜面長に平行でかつすべり面に接する直線との間の距離である。

なお、本解析では、すべり面の間隙水圧のとり方は地下水面下の土重量を有効重量で計算する方法をとる。この結果、式(28)は次のように書き改められる。

$$A_i = [c'_i \ell_i \cos \alpha_i + (W_i + k_v W_i) \cdot \tan \phi'_i] / n_{ai} \quad \dots\dots\dots (31)$$

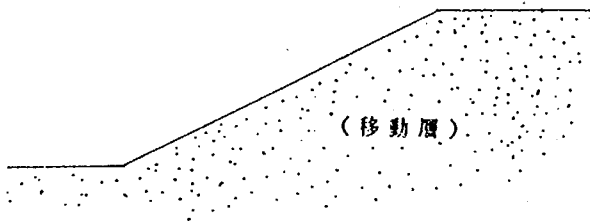
この安全率の式は F_s について陽に定義されていないので、反復試算法により安全率を求める。まず、安全率の初期値 F_{s0} を仮定し、(27)式を用いて新しい安全率 F_s を計算する。その結果、 $F_s - F_{s0}$ の絶対値が許容誤差 ε 以下にならなければ、改めて F_s を計算し、 F_s が収束するまで計算する。 f_0 も初期値 1 から始めて反復計算のそのすべり面に対する f_0 を求め尚して計算することとした。

3. 計算結果

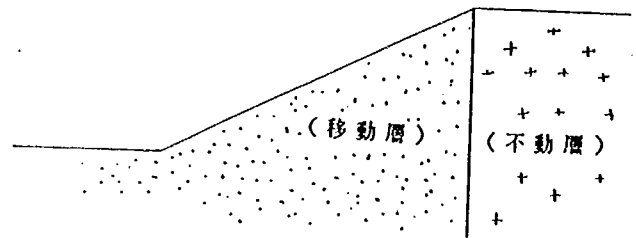
3.1 モデル斜面解析結果

臨界すべり面解析を行うモデル斜面は地すべりを発生しやすいと考えられる地質構造を考慮して想定した（図 3.1.1 参照）。その中で特に問題となるのは堆積性の地質に特有の互層構造の斜面である。道路土工など、切り土法面で発生する地すべりのほとんどは堆積岩か変成岩であり（巻末資料参照）、切り土斜面の安定を考える上で互層構造斜面の安定特性について究明することは極めて重要なことである。

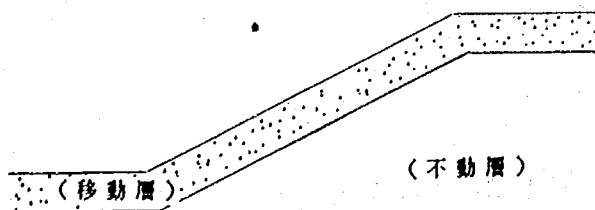
ここでは互層構造のモデル斜面の解析を主なテーマとして、二層構造モデル斜面、貫入岩モデル斜面、均質モデル斜面についてそれぞれ解析条件を設定して検討を行った。



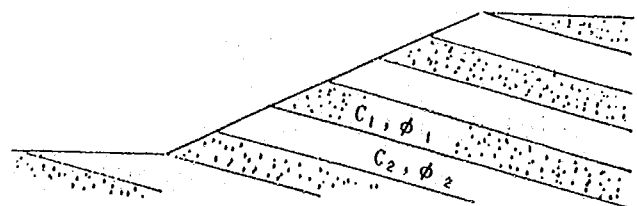
(1). 単純な均質斜面



(2). 貫入岩が存在する斜面



(3). 二層構造斜面



(2). 互層構造斜面

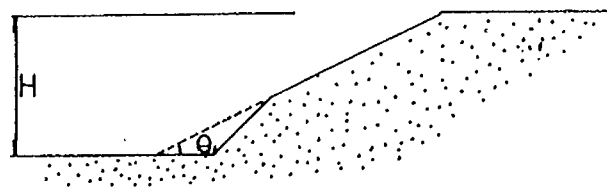
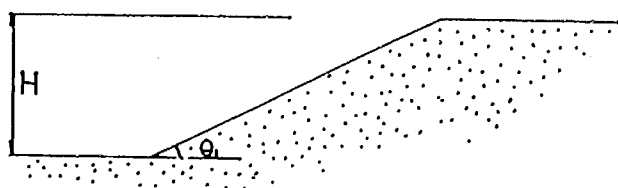
3. 1. 1 均質斜面モデル

当モデル斜面の解析は均質な斜面の一般的安定特性を解明する目的で安定検討を行ったものである。想定したモデル斜面の形状は図 3.1.2に示すとおりである。

図 3.1.2 均質斜面モデル断面形状

(自然斜面)

(切り土斜面)



ただし、 H : 斜面の高さ(m)
 θ_1 : 斜面の傾斜($^{\circ}$)

具体的な計算条件は以下に示すとおりである。

1) . 自然斜面のケース

斜面の傾斜角 (θ_1) : 25° , 35°
斜面の高さ (H) : 20 m, 40 m, 60 m

2) . 切り土斜面のケース

斜面の傾斜角 (θ_1) 及び斜面の高さ (m)

$$\theta_1 = 25^{\circ}$$

$$H = 20 \text{ m}, 40 \text{ m}, 60 \text{ m}$$

1) . 自然斜面のケースの計算結果

(a) . 斜面の安定性

斜面の傾斜角 (θ_1) = 25° , 35° について、斜面の高さを変化させて ($H=20\text{m} \rightarrow 40\text{m} \rightarrow 60\text{m} \rightarrow 80\text{m}$) 計算を行い、ある土質強度における臨界すべり面及び安全率を求めた。計算に用いた土質強度 (C, ϕ) はランダムとし、得られた結果から各地形条件における $F_s=1.0$ を与える $C - \tan \phi$ 関係図を求めた (図 3.1.3 参照)

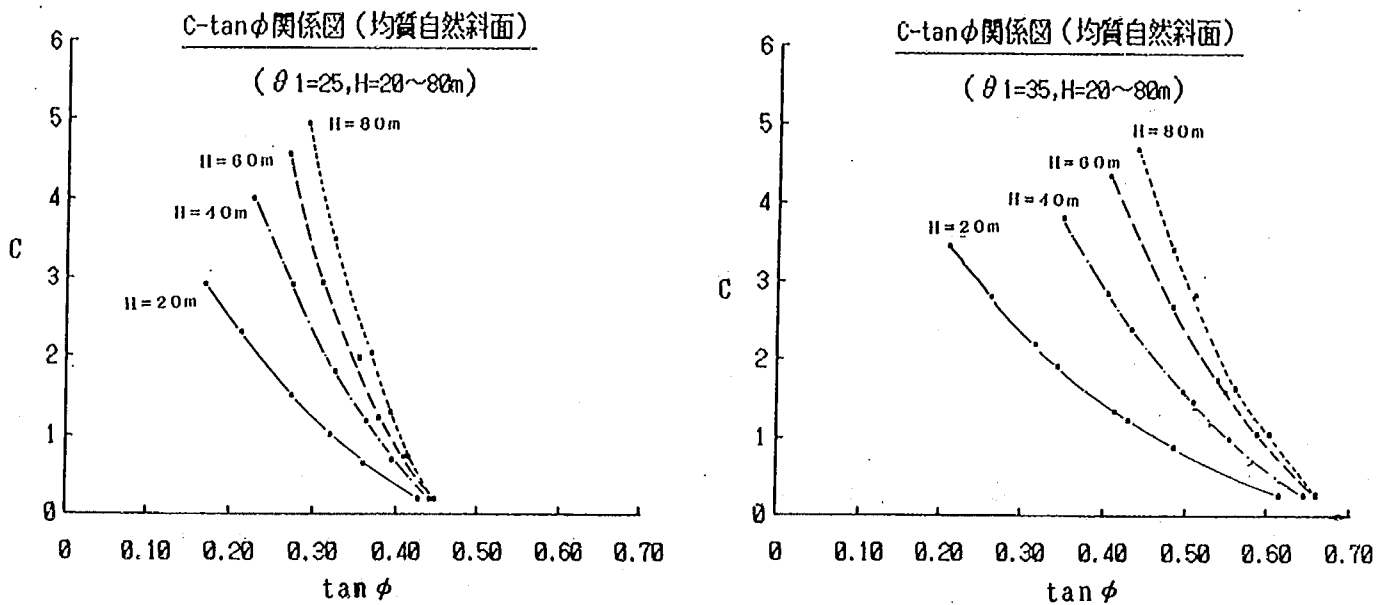


図 3.1.3 $F_s=1.0$ を与える $\tan \phi - C$ 関係図

図3.1.3に示すごとく、同じ傾斜の斜面では斜面の高さが高くなるほど $F_s = 1.0$ 曲線が右方向に変位する。すなわち安定性が低下することを意味する。この傾向は $H = 20\text{m} \sim 40\text{m}$ の場合に大きく (曲線の間隔が大きい)、斜面の高さが高くなるほど小さくなる。また、斜面傾斜 $\theta_1 = 35^\circ$ と $\theta_2 = 25^\circ$ のケースを比較すると、斜面が緩傾斜となる $\theta_1 = 25^\circ$ のケースがグラフ上で左側に位置する。つまり緩傾斜の斜面ほど安定性が高いことを表している。さらに内部摩擦角 (ϕ) と粘着力 (C) の関係から、粘着力 (C) が小さくなるほど高さの変化に伴う内部摩擦角の変化が小さくなる傾向を示す。つまり、粘着力の小さな斜面は、高さの変化に伴う安全率の低下が小さいということの意味する。この傾向は $\theta_1 = 25^\circ$ のほうが $\theta_1 = 35^\circ$ の場合に比べ顕著である。

(b) . すべりの形状

均質な斜面に形成されるすべり面形は一般に円形～対数螺旋状であり、その形状は土質強度や斜

面の高さ、斜面の傾斜に左右される。

図4.1.2は上段が $C=0.1\text{t/m}^2$, $\phi=15^\circ$ 、下段が $C=3.0\text{t/m}^2$ $\phi=10^\circ$ の条件で形成される臨界すべり面形である。

図から、上段は下段に比べすべり層厚が極めて薄いものとなる。この他の事例でも、すべり面形（おもにすべり層厚）と土質強度の関係は粘着力の項が大きく影響するものと考えられる。結論として粘着力の大きなすべりほどすべり層厚が厚くなり逆に、粘着力の小さなものほど薄いすべりを形成する。また、均質なモデル斜面に対して、斜面高さ、土質強度を変化させて $F_s = 1.0$ となる臨界すべり面を求めた（図3.1.4参照）。

計算条件は粘着力(C)を一定にして内部摩擦角を(ϕ)を変化させるケースと、逆に内部摩擦角(ϕ)を一定にして粘着力(C)を変化させるケースとした。これによって均質な条件下で土質強度の変化がすべり層厚に与える影響強さを比較した。その結果、粘着力(C)の変化が、形成する臨界すべり層厚に与える影響が、粘着力のそれよりも大きいことが判明した（図3.1.5）。

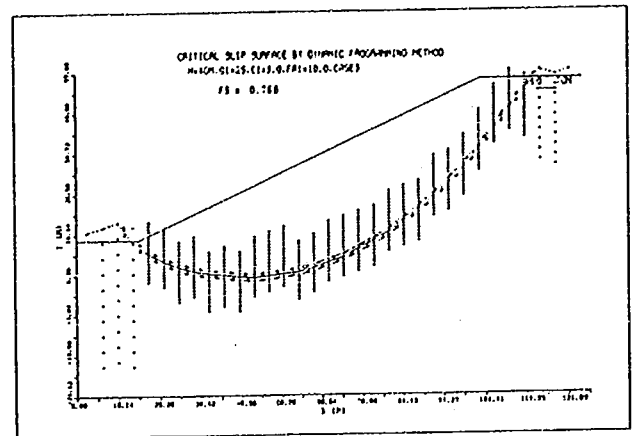
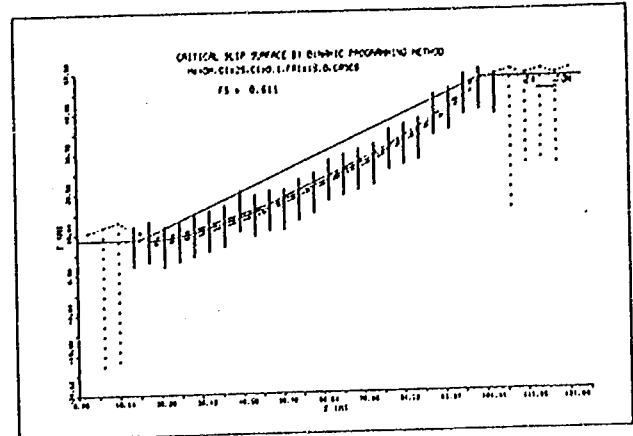


図 3.1.4 臨界すべり面形状比較

上 段 $C=1.0\text{t/m}^2$, $\phi=15^\circ$

下 段 $C=3.0\text{t/m}^2$, $\phi=10^\circ$

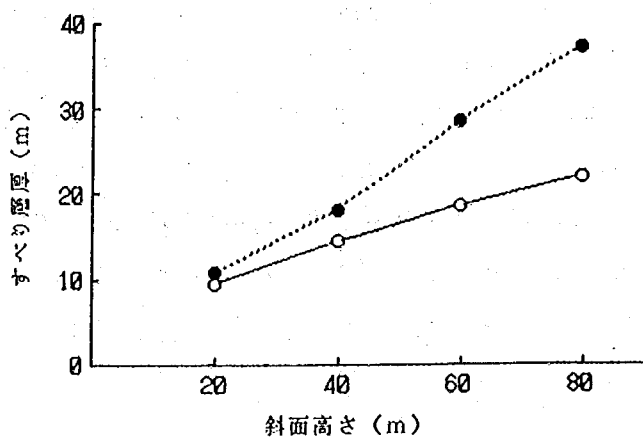


図 3.1.5 $F_s=1.0$ 時 H-D 関係図

H : 斜面の高さ (m)

D : すべり層厚 (m)

$C=1.0\text{t/m}^2$, (ϕ 変化)

$\phi=17.22^\circ$, (C 変化)

(C) . 斜面の末端を切り土した場合

均質斜面末端を切り土した場合の安定性の変化を把握する目的で $\theta_1 = 25^\circ$ のケースについて計算を行った。切り土の形状は図 3.1.6に示すとおり。

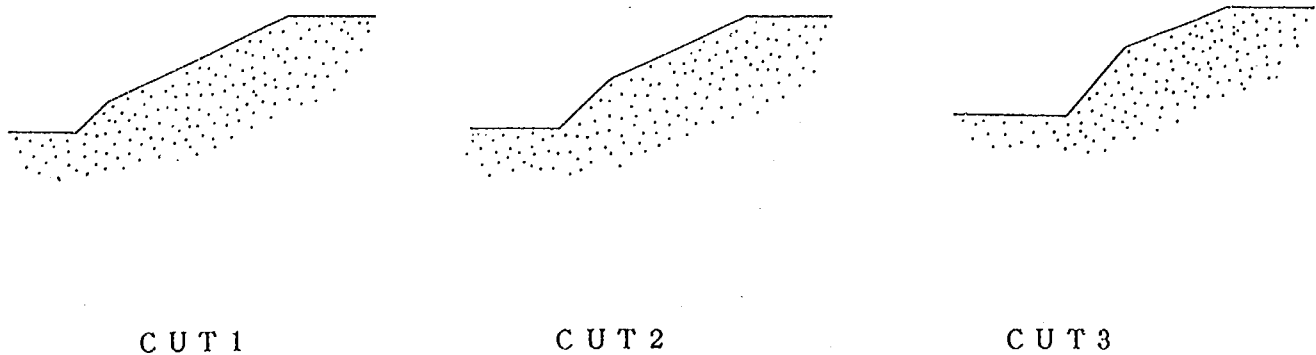


図 3.1.6 均質斜面の切り土形状
(模式断面図)

図3.1.7～9 に斜面高さ $H = 20\text{ m} \sim 60\text{ m}$ 間の斜面での切り土に伴う $F_s = 1.0$ 曲線をとりとめた。関係図から、斜面末端で切り土を行うことが斜面の安定性に影響を与え、不安定化することが読みとれる。特に、粘着力が小さい場合は粘着力の大きな場合に比べ $F_s = 1.0$ 曲線の変化が大きくなる(曲線が右方向へスライド)。こういった現象は粘着力の小さな斜面が僅かな切り土でも安定性が大きく低下することを意味する。

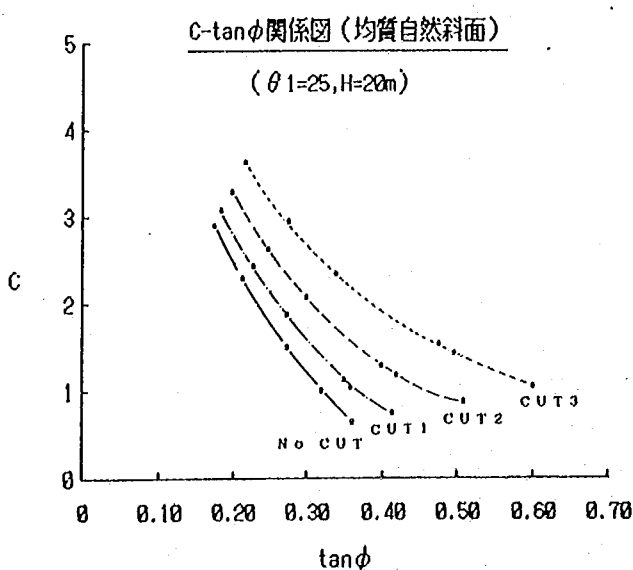


図 3.1.7 ($H = 20\text{ m}$)

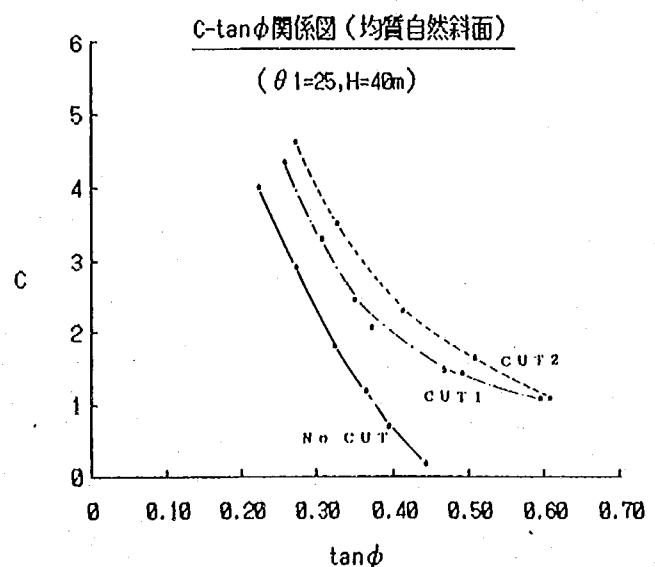


図 3.1.8 ($H = 40\text{ m}$)

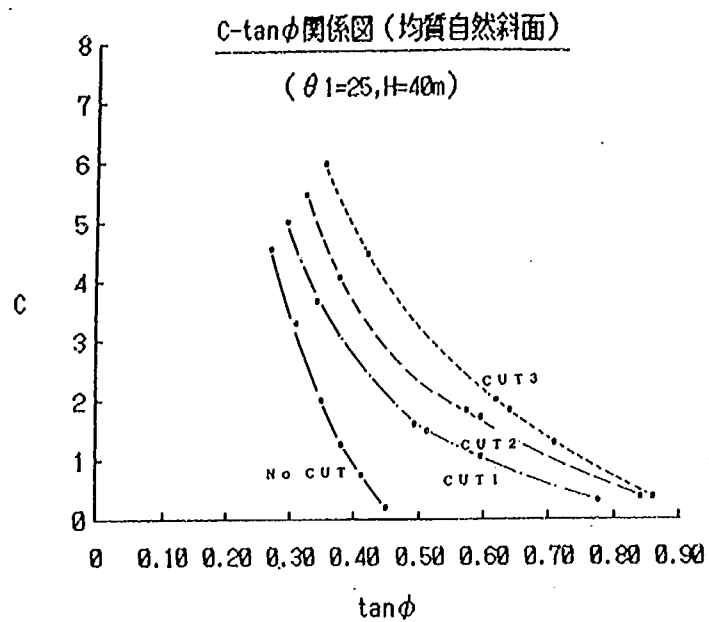


圖 3.1.9 ($H=60\text{m}$)

3. 1. 2 貫入岩想定モデル

斜面上部に貫入岩体に代表される硬質な岩脈が存在すると仮定した場合（原則として貫入岩体は不動層とする）の斜面安定特性について検討を行った。想定したモデル斜面の形状を図 3.1.10 に示す。

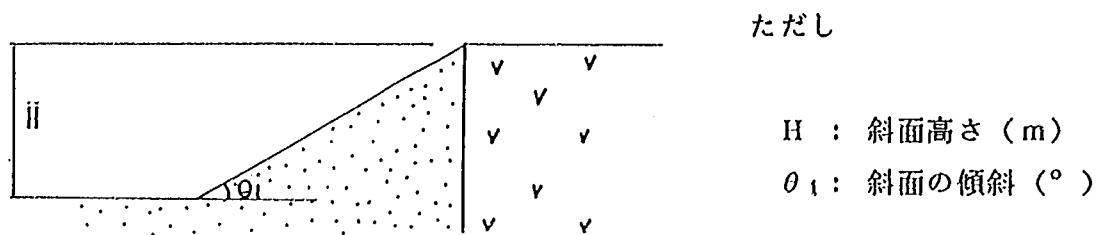


図 3.1.10 貫入岩を想定したモデル斜面の形状

計算ケースは以下に示すとおりである。

斜面の傾斜角 (θ_1) : 25° , 30° , 35°

斜面高さ (H) : 20 m, 40 m, 60 m, 80 m

土質強度 (C, ϕ)

移動層 : $C = 1.0 \sim 4.0 \text{ t/m}^2$, $\phi = 15 \sim 25$

貫入岩体 : $C = 10.0 \text{ t/m}^2$, $\phi = 50^\circ$

(a) . 斜面の安定性

前項で述べた均質斜面のケースと同様に土質強度 (C, ϕ) を変化させて計算を行い、 $F_s = 1.0$ を与える $C - \tan \phi$ 関係図を求めた。計算の結果図 3.1.11 に示す $C - \tan \phi$ 関係図が得られた。

図中の点線で示した関係が貫入岩想定斜面で、実線が均質モデル斜面の変位図である。両ケースともなめらかな曲線（直線～2次曲線）関係となることが予測できるが、貫入岩想定斜面が均質斜面のケースに比べやや左にスライドした関係となる。これは、貫入岩想定斜面が、同じ地形条件の均質斜面で形成される臨界すべり面より安全側に位置することを意味している。このような傾向は斜面の高さを変化させた場合、斜面の傾斜を変化させた場合にも認められる。

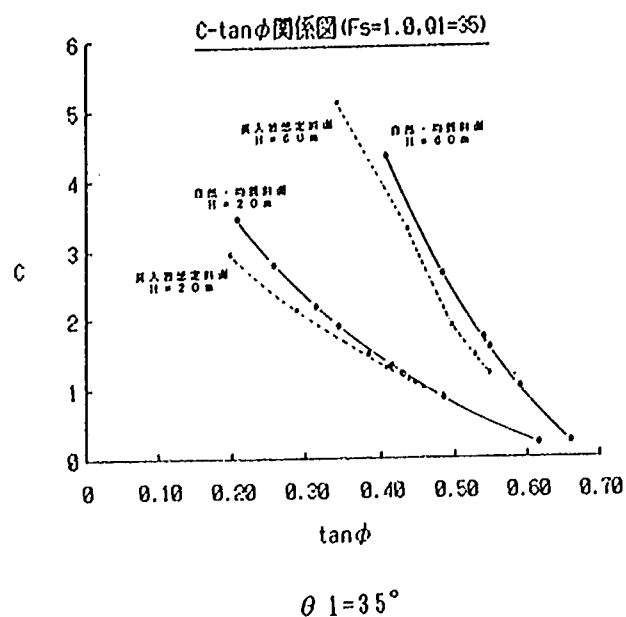
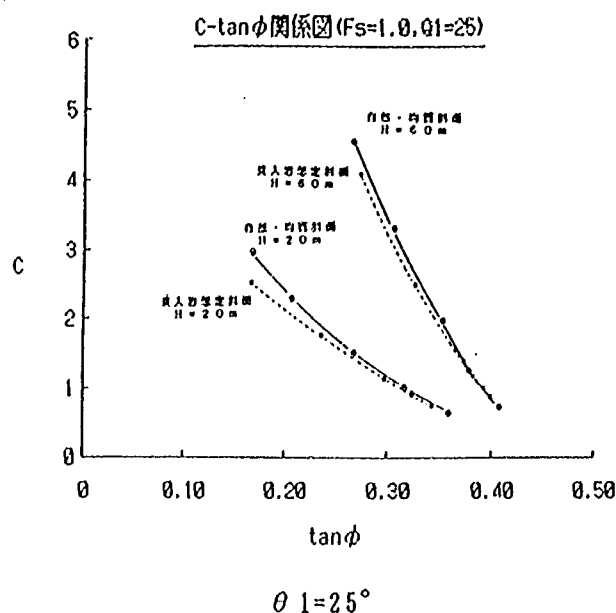


図 3.1.11 $F_s=1.0$ を与える $\tan\phi$ - C 関係図

(b) . すべりの形状

貫入岩体の存在を想定した臨界すべり解析から得られるすべり形状は、図 3.1.12 に示す形状を示す。当ケースから得られるすべり面形を均質斜面で得られるすべり形状と比較すれば、貫入岩想定ケースの場合がすべり形状がやや丸みを帯びたものとなる。次に、すべり層厚の変化についてとりまとめる。当モデルケースにおいても、前項で述べた均質斜面で得た結果とほぼ同様の結論得られた。すなわち、斜面の傾斜(θ_1)を 25° 、 30° 、 35° と変化させた場合、斜面の高さ(H)が高くなるほど形成されるすべりは層厚が厚くなる(図 3.1.13参照)。斜面高さ(H)とすべり層厚(D)の関係は、図 3.1.13、及び図 3.1.14 に示すように直線～二次関数に近似される形状となる。また、土質強度(C, ϕ)を変化させた場合の $H-D$ 関係図より、土質強度の斜面ほど(ここでは C を一定、 ϕ を変化)すべり層厚が厚くなる傾向を示す。

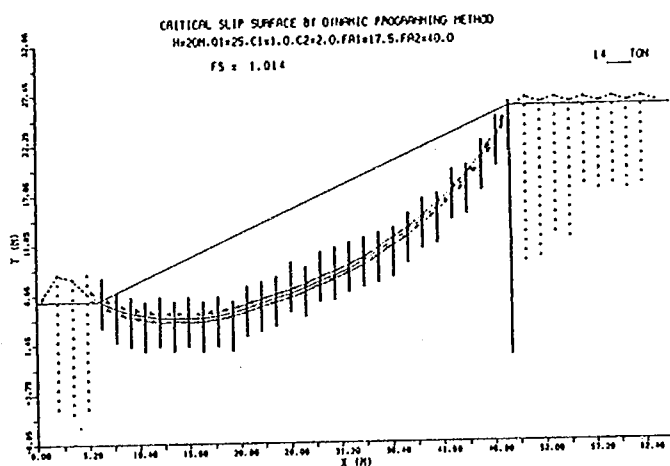


図 3.1.12

貫入岩想定ケース代表断面形

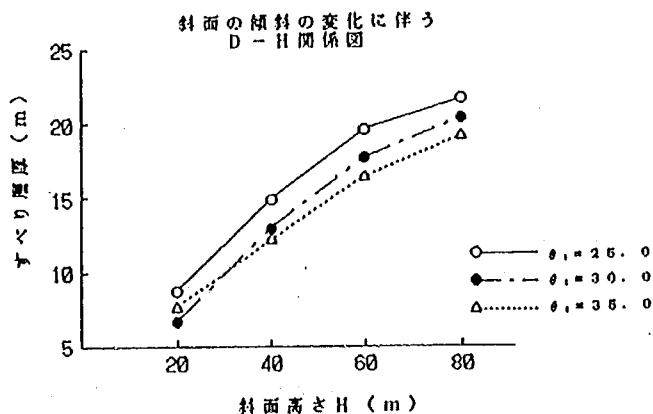


図 3.1.13

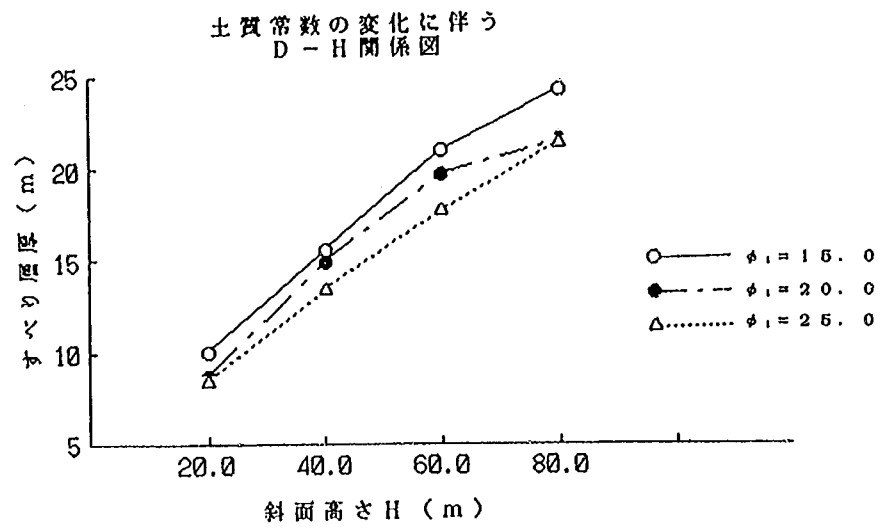
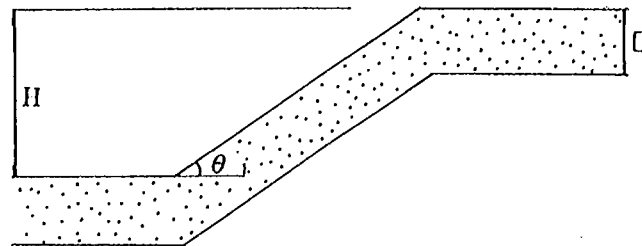


図 3.1.14 H - D 関係図

3. 1. 3 二層構造モデル

強風化帯（土質強度の小さい移動層）と基岩（不動層）からなる自然斜面を想定して二層構造のモデル斜面を作成し計算を行った。こういった地質条件の斜面は自然界にも数多く存在している。想定したモデル斜面の形状は図 3.1.15 に示すとおり。



ここで
 H : 斜面の高さ(m)
 θ_1 : 斜面の傾斜($^{\circ}$)
 D : 強風化帯(移動層)の厚さ(m)

図 3.1.15 に層構造を想定したモデル斜面の形状

計算条件は以下に示すとおり。

斜面の傾斜角 (θ_1) : 25° , 30° , 35°

斜面の高さ (H) : 20 m, 40 m, 60 m, 80 m

土質強度 (C, ϕ) : $C = 1.0 \text{ (t/m}^2\text{)}$

$\phi_1 = 15^{\circ}$, 20° , 25° (移動層)

$\phi_2 = 40^{\circ}$

(a) . 斜面の安定性

先に設定した計算条件で行った安定検討結果を基に、各種の地形条件の変化に伴う安定性（安全率）の変化について議論する。

図 3.1.16～19は斜面の土質強度を $C=1.0 \text{ (t/m}^2\text{)}$, $\phi=15$ として計算を行った結果を、 $D-F_s$ 関係図として整理したものである。この関係図から、それぞれの斜面高さにおいて地層（移動層）の厚さ（ D ）が厚くなるに従って安全率が低下する傾向を示すことが読みとれる。そして安全率は均質斜面の持つ臨界すべりの安全率に等しくなる。 $H=20 \text{ m}$ のケースで明かなように、移動層の厚さが5.0 m以下の場合では移動層厚（ D ）の変化に伴い安全率は極端に低下する。こういった傾向は斜面の傾斜（ θ_1 ）にあまり影響を受けない（ただし、安全率の値そのものは θ_1 が大きくなるほど小さくなる）。また、次に土質強度の変化（ここでは内部摩擦角について変化させた）による影響を考慮してみる。

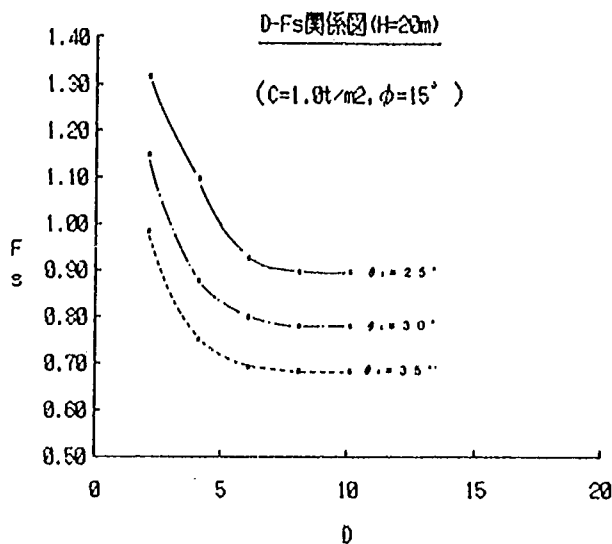


図 3.1.16 H = 20 m

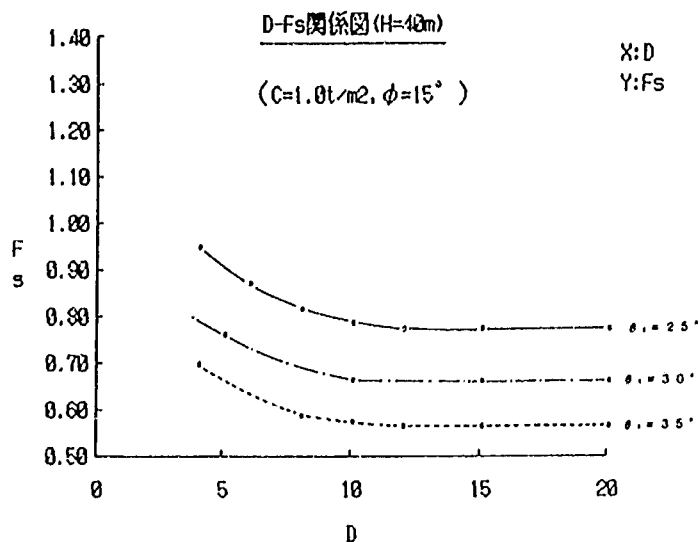


図 3.1.17 H = 40 m

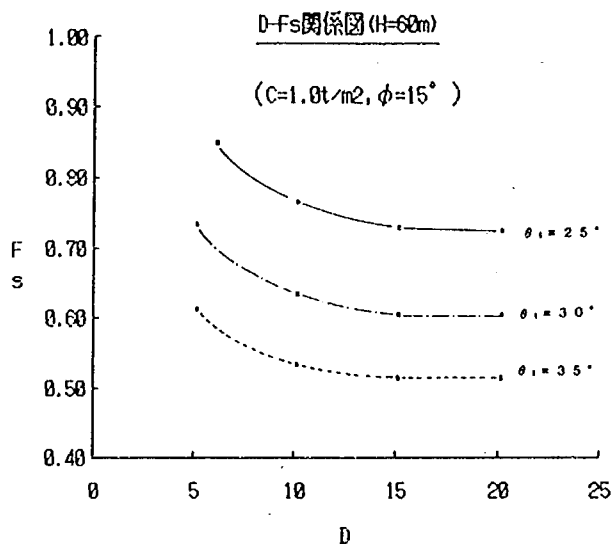


図 3.1.18 H = 60 m

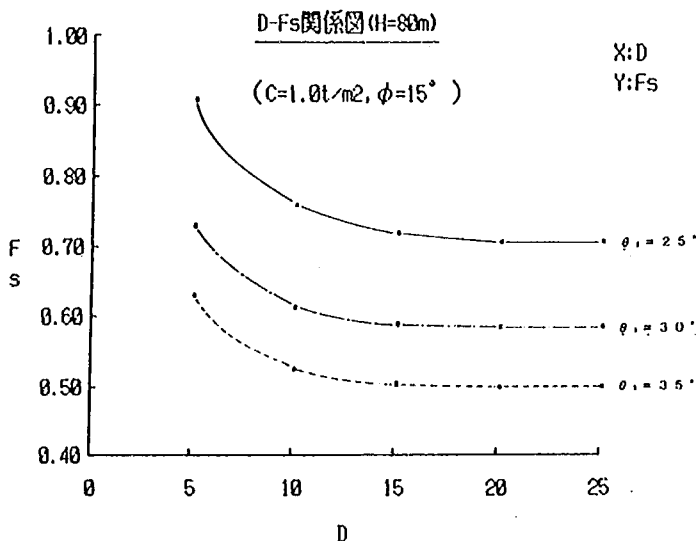


図 3.1.19 H = 80 m

この計算では粘着力の項を $C=1.0\text{t/m}^2$ と固定し、内部摩擦角の変化を考慮した。結果を図 3.1.20, 21の D - F_s 関係図に示す。

図に示す関係図から、斜面高さ (H) の低い斜面は、移動層の厚さが厚くなれば安全率が急激に低下する現象が認められる。この変位傾向は内部摩擦角 ϕ の変化にあまり影響を受けない。また、斜面高さ (H) が高くなった場合の移動層 (D) の変化に伴う安定度の変化は $D = 5\text{ m}$ より厚い場合は安定度の低下傾向が小さい。

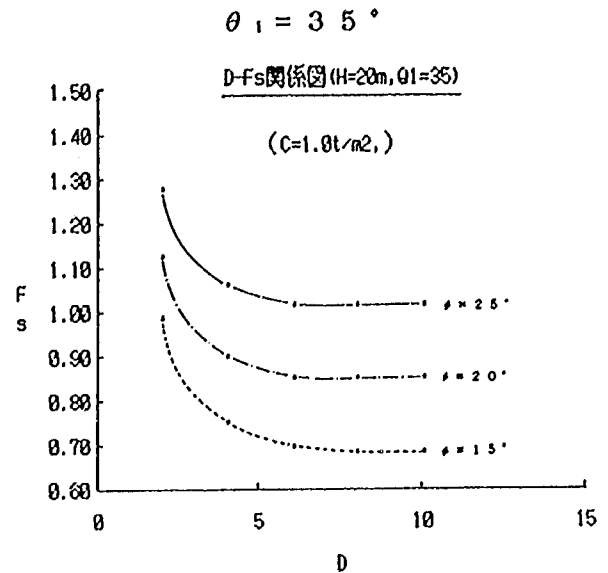
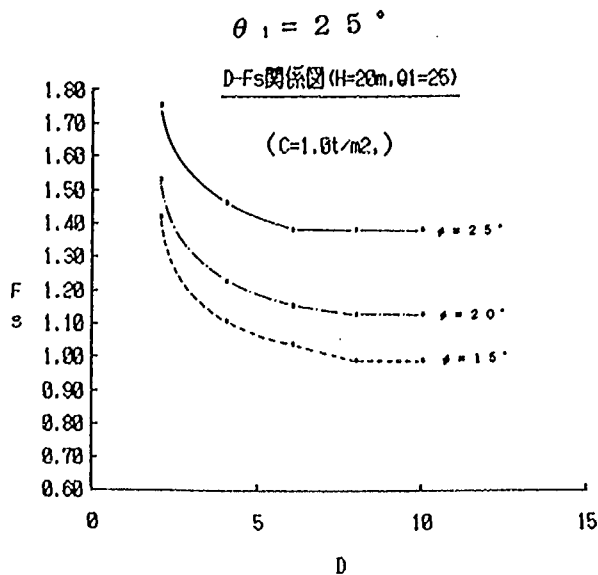


図 3.1.20 H=20m時 D - F s 関係図

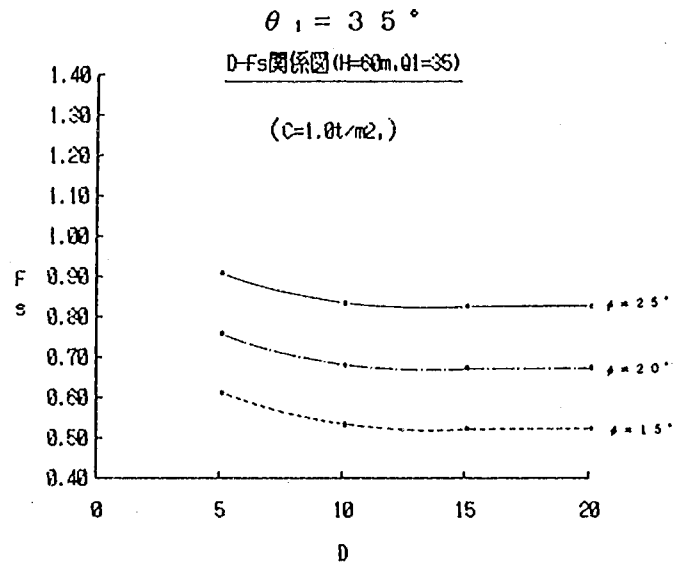
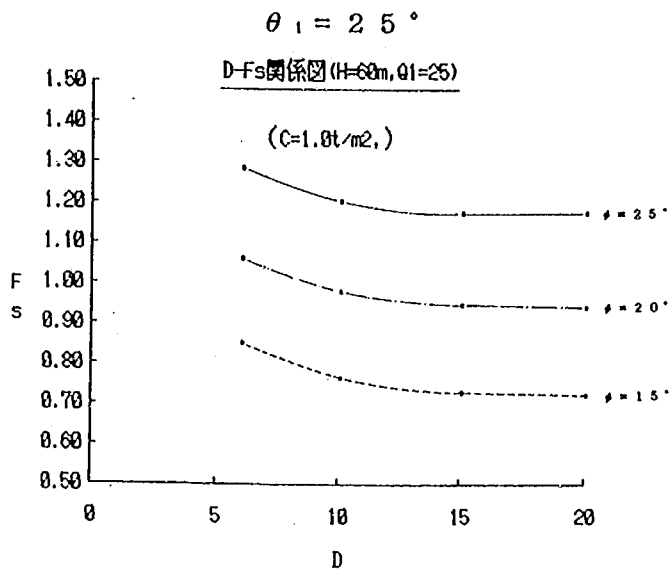


図 3.1.21 H=60m時 D - F s 関係図

(b) . すべりの形状

斜面が移動層（強風化帯）と不動層（硬質な基岩）に分かれる場合、形成されるすべり面は、① 斜面の土質強度、② 移動層の厚さ、③ 地形条件（主に斜面の傾斜）の3つの条件に規制される。

二層構造の斜面で形成される臨界すべり面形は移動層の厚さに左右される。すなわち、移動層が浅い場合は基盤の形に影響を受け、すべり面形は複合すべりに近い形状となる。これとは逆に、移動層が深い場合には均質斜面で求められるすべりと同じ形状をとる（図 3.1.22, 図 3.1.23参照）。

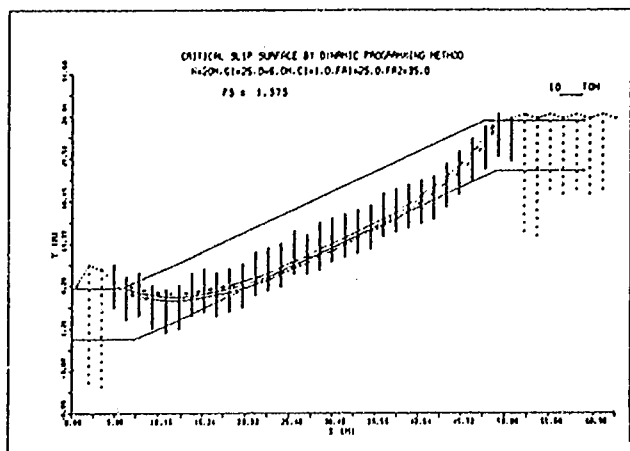


図 3.1.22

基盤の規制を受けるすべり

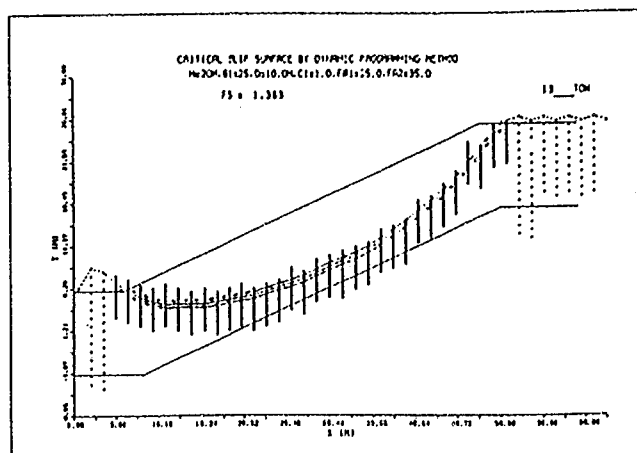


図 3.1.23

基盤の規制を受けないすべり

3. 1. 4 互層構造モデル

地すべりという現象は人為的開発行為（例、斜面の切り土・盛り土、ダムによる湛水）によるものや自然発生的（集中豪雨など）なものに限らず地質構造に支配され発生するケースが多い。

我が国の地すべりの多くは地質構造に支配され発生すると考えられている。特に、新第三紀層の分布地域や、中・古生層の分布地域は地すべりが集中する傾向にある。このような地質帯に地すべりが多発する原因の一つとして考えられるのが、堆積岩に固有な構造である層理と、変成岩に固有な片理の存在があげられる。

新第三紀を構成する地質は、主に砂岩・泥岩・凝灰岩である。この時代に形成された岩盤は、地質年代的にも新しく、岩盤としての固結度が低く、力学的強度も小さい。さらに岩石中に多量の粘土鉱物を含むことがあり給水・乾燥に伴い岩が急激に劣化する、いわゆる「スレーキング」の生じる岩盤である。また、堆積岩であるから層理が発達し、層理面に沿って剝離しやすい。このように新第三紀層は地質構造的・地質化学的に地すべりを起こしやすい素因を有している。

一方、三波川変成帯に代表される変成岩地帯でも地すべりが多く発生している。変成岩（結晶変岩）は片理と呼ばれる弱面の発達した岩石で、片理に沿って容易に剝離する。また、岩石の形成時に地下深部で大きな応力下に置かれたため、大小の節理や断層が発達する。このように本質的に劣化した岩盤であることが地すべりが多発する主要因であると考えられている。

新第三紀層、中・古生層に発生する地すべりの多くは、層理や片理といった特徴的な弱面によって引き起こされる場合が多い。特にこの弱面が斜面に対して流れ盤となる地質構造は地すべりが多く発生すると言われている（図 3.1.24 参照）。

そこで当ケースでは層理や片理といった面構造に着目してモデルを作成し安定検討を行った。

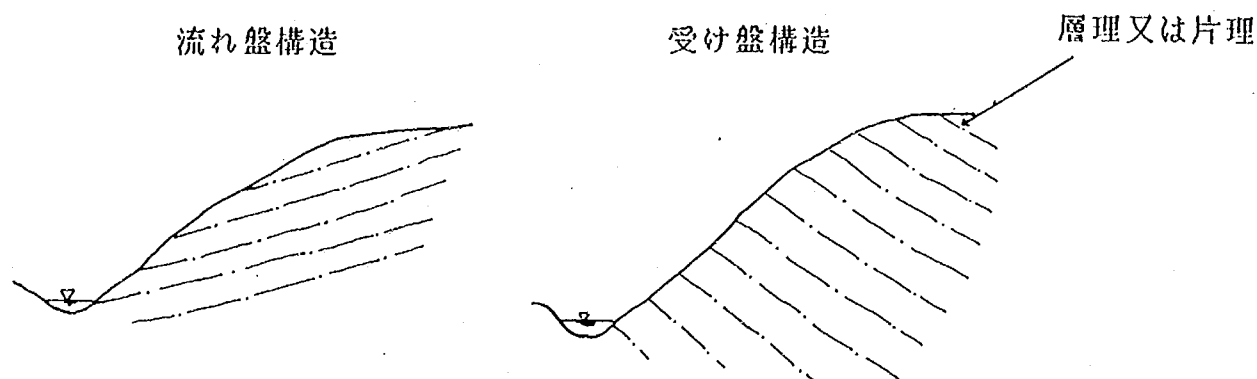
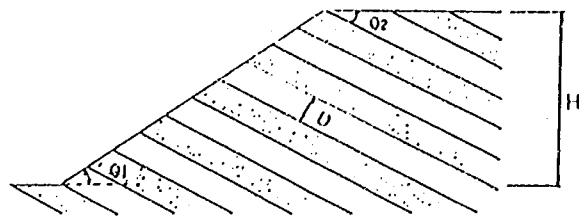


図 3.1.24 模式地質構造断面図

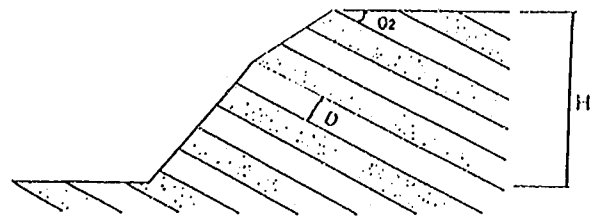
1) . モデル斜面の形状

互層斜面の持つ安定特性・臨界すべり形状を把握する目的で互層構造斜面を仮定したモデル斜面による安定解析を行った。斜面の形状は自然斜面のケースに加えて、斜面の末端を切り土した場合

を想定した（図 3.1.25 参照）。



自然斜面



切り土斜面

図 3.1.25 モデル斜面の形状

2) . 計算に採用した土質強度

安定計算に採用した土質強度（ C ， ϕ ）は地すべりの中で最も代表的な地質帯または岩盤を想定して決定した。想定した地質条件は、我が国で最も地すべりの発生件数の多い、①新第三紀層（泥岩・凝灰岩互層），②中・古生層（非～弱変成岩，変成岩を含む）及び、道路の切り土で地すべりの発生件数の最も多い③岩盤～風化岩の3ケースである。上記の地質帯に対し想定した土質強度は表 3.1.1 を一部参考にした。

この表は、地すべり地を一つのセン断試験に見立てて、クーロンの破壊基準より一組のセン断力（ τ ）と平均有効垂直（ σ ）を求め、数多くの地すべり地において地質帯・地すべりタイプごとに収集整理した結果から得たものである。実際に計算に使用した土質強度は表 3.1.2 に示すとおりである。

表 3.1.1 地すべりタイプごとの C ， ϕ

(単位： c t/m ² ， ϕ 度，()内は事例数)				
地すべりタイプ 地質区分	粘質土すべり	崩壊土すべり	風化岩すべり	岩盤すべり
第四紀層 (32)	$c = 2.30$ $\phi = 8.0$ (6)	$c = 1.02$ $\phi = 14.5$ (17)	$c = 1.24$ $\phi = 18.8$ (7)	(2)
新第三紀層 全体 (261)	$c = 0.19$ $\phi = 18.2$ (53)	$c = 0.78$ $\phi = 15.1$ (92)	$c = 1.31$ $\phi = 15.0$ (103)	$c = 1.42$ $\phi = 8.1$ (13)
うち 泥 岩	$c = 0.52$ $\phi = 15.6$ (30)	$c = 1.56$ $\phi = 10.1$ (47)	$c = 1.34$ $\phi = 15.2$ (73)	$c = 1.44$ $\phi = 7.5$ (9)
凝 灰 岩	$c = 0.616$ $\phi = 25.6$ (13)	$c = 0.90$ $\phi = 14.6$ (35)	$c = 1.44$ $\phi = 14.0$ (25)	$c = 2.00$ $\phi = 7.7$ (4)
砂 岩	$c = 1.34$ $\phi = 9.0$ (11)	$c = 1.34$ $\phi = 7.6$ (17)	$c = 1.12$ $\phi = 15.5$ (16)	(3)
古第三紀層 全体 (44)	$c = 0.19$ $\phi = 18.8$ (4)	$c = -0.21$ $\phi = 21.7$ (19)	$c = -0.21$ $\phi = 21.3$ (18)	(3)
うち 泥岩及び 頁 岩	(3)	$c = 0.62$ $\phi = 14.0$ (15)	$c = 1.69$ $\phi = 13.1$ (14)	(3)
三波川層 (25)	(0)	$c = 0.26$ $\phi = 29.3$ (8)	$c = 3.77$ $\phi = 13.1$ (17)	(0)
三郎家成層 (27)	(0)	$c = 1.22$ $\phi = 9.8$ (5)	$c = -1.12$ $\phi = 34.7$ (24)	(0)
秩父層 (21)	(1)	$c = -0.18$ $\phi = 22.9$ (8)	$c = 5.01$ $\phi = 16.0$ (8)	$c = -3.06$ $\phi = 41.5$ (4)
御河神層 (9)	(1)	(2)	$c = 3.36$ $\phi = 11.5$ (6)	(0)

地すべりタイプ		上 限		下 限	
		$C(t/m^2)$	ϕ	$C(t/m^2)$	ϕ
道路 タイプ	新第三紀層	2.0	22.5°	0.3	9.5°
	中・古生層	0.5	39.3°	0.5	14.5°
自然発生 タイプ	新第三紀層	1.5	24.5°	1.0	10.0°
	中・古生層	0.7	27.5°	0.5	22.2°

表 3.1.2 採用土質強度

3). 計 算 条 件

計算は下記の条件で行った。

①. 自然斜面ケース

- ・斜面の勾配 (θ_1) : $\theta_1 = 25^\circ, 35^\circ$
- ・斜面の高さ (H) : $H = 20\text{ m}, 40\text{ m}, 60\text{ m}$
- ・地層の厚さ (D) : $D = 1\text{ m}, 2\text{ m}, 5\text{ m}$
- ・地層の勾配 (θ_2) : $\theta_2 = 0 \sim 170, 10^\circ$ ピッチ
(図 3.1.26 参照)
- ・互層パターン : 図 3.1.27 参照
- ・土質強度(C, ϕ) : 表 3.1.2 参照

$\theta_2 = 0^\circ$

$\theta_2 = 30^\circ$

$\theta_2 = 150^\circ$

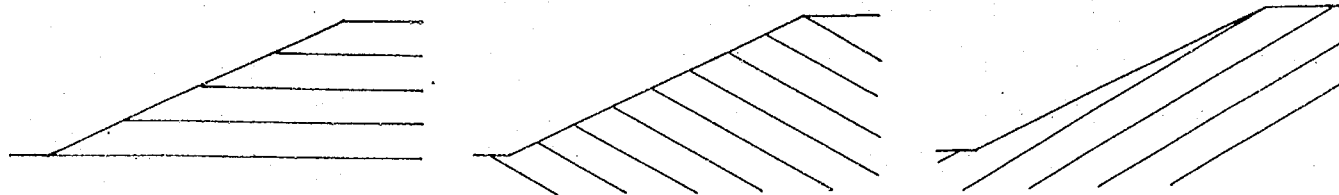
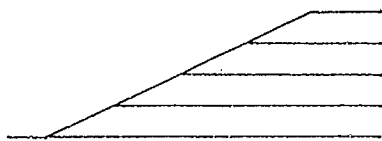
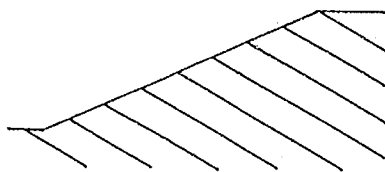


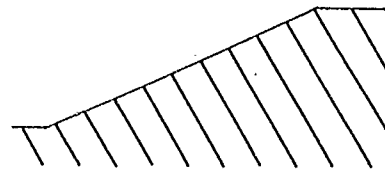
図 3.1.26 地層勾配 (θ_2) の変化



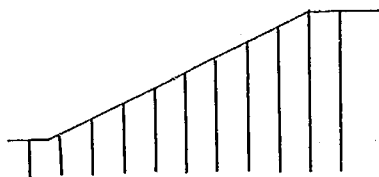
$\theta_2 = 0^\circ$



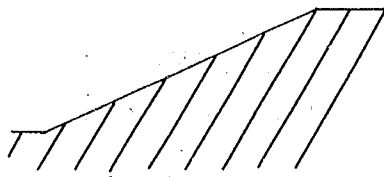
$\theta_2 = 30^\circ$



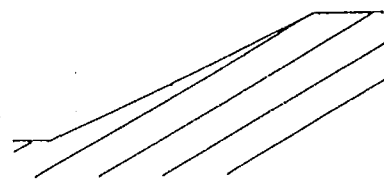
$\theta_2 = 60^\circ$



$\theta_2 = 90^\circ$



$\theta_2 = 120^\circ$



$\theta_2 = 150^\circ$

図 3.1.27 互層パターン

4) . 安定解析結果

先に設定した地形・土質条件を基に臨界すべり面解析を行った。その結果について想定した地質帯ごとに、安定特性及びすべり面形の特徴を中心に述べる。

(a) . 新第三紀層を想定した場合

(a)-1. 斜面の安定性

一般に、堆積岩に代表されるように、互層構造を有する斜面は地層が流れ盤となるケースに安定性が大きく低下すると考えられている。得られた結果から地層の傾斜変化に伴う安全率の変化量を把握するために $F_s - \theta_2$ 関係図を作成した (図 3.1.28, 図3.1.29参照)。図に示すごとく斜面の傾斜 (θ_2) や斜面の高さ (H) にあまり関係なく、地層が流れ盤となる傾斜において安全率が低下する。

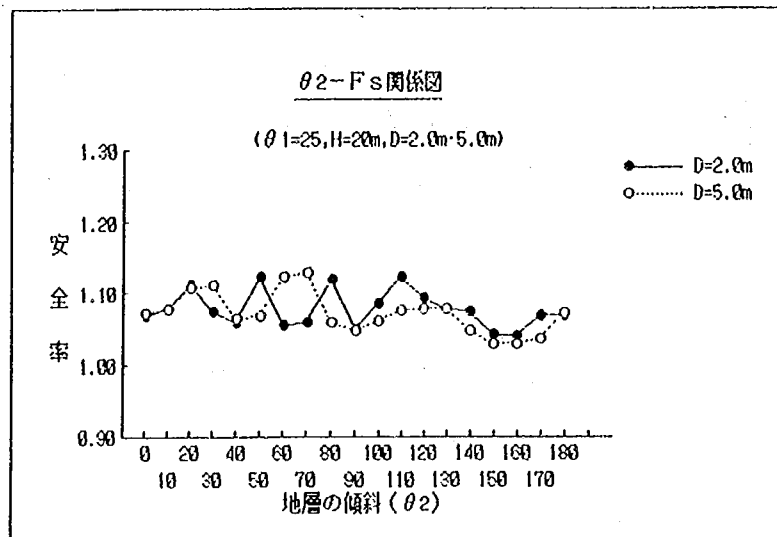


図 3.1.28 θ_2 - F_s 関係図 ($\theta_1=25$, $H=20$ m)

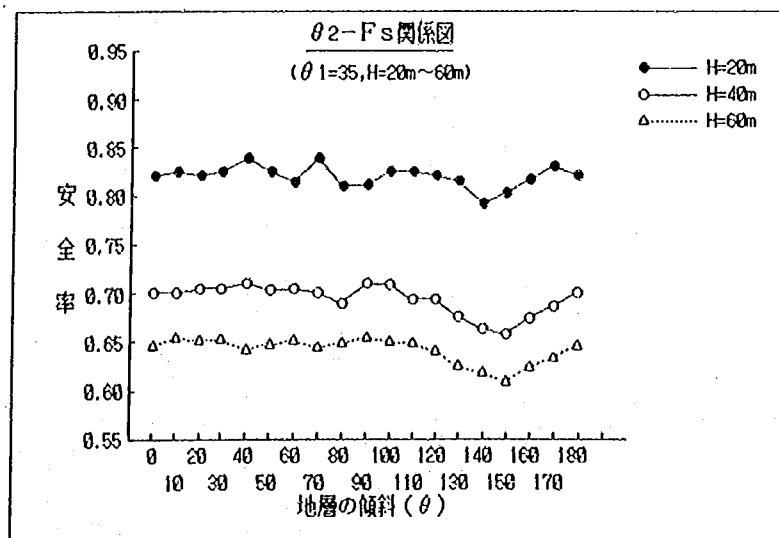


図 3.1.29 θ_2 - F_s 関係図 $\theta_1=35$, $H=20 \sim 60$ m

斜面の傾斜が $\theta_1 = 35^\circ$ のケースで見た場合、 $\theta_2 = 130^\circ \sim 170^\circ$ の区間以外の斜面は安全率に大きな変化は認められない。そして $\theta_1 = 150^\circ$ 付近で安全率の最小値をとる。

受け盤構造下での高さ(H)の変化に伴う安全率の低下は次に記すとおりである。

斜面高さ, H (m) 安全率, F s H=20m時をFs=1.0
とした場合の換算
Fs

H=20m : Fs=0.80 : (=1.00)

H=40m : Fs=0.70 : (=0.84)

H=60m : Fs=0.65 : (=0.81)

高さの変化に伴う安全率の変化を図 3.1.30 に示す。図から読み取れるように、H = 20 m から H = 40 m への高さの変化時が安全率の低下が最も大きく、H = 40 m から H = 60 m への高さの変化時では安全率の低下が比較的小さい。

一方、斜面の傾斜が緩傾斜となる $\theta_1 = 25^\circ$ の場合は、受け盤構造においても安全率の変化が大きくなる。

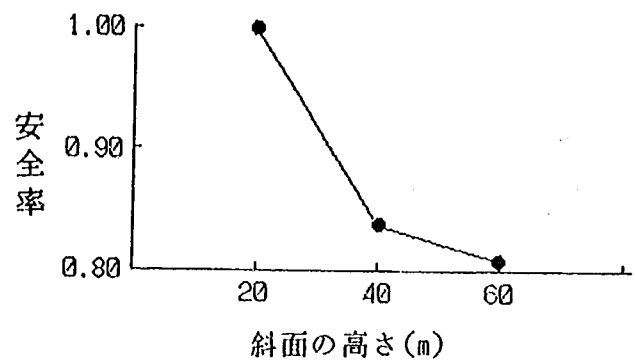


図 3.1.30 $\theta_1 = 35^\circ$
換算 Fs-H 関係図

(a)-2. すべりの形状

互層構造を有する斜面で形成される臨界すべりの形状についてすべり層厚とすべりの断面形状についてとりまとめた。

斜面の傾斜(θ_1)と地層の傾斜の変化に伴う層厚の変位について図 3.1.31, 図 3.1.32 にとりまとめ記載した。

斜面高さの変化に伴う地層の傾斜(θ_1)とすべり層厚(D)の関係を $\theta_1 = 35$ のケースで見た場合、受け盤構造下での地すべり層厚の変化は小さいことが読みとれる(図 3.1.31)。一方、流れ盤構造ではすべり層厚の変化が大きい。

斜面高さの変化に対応した臨界すべり層厚の関係を $\theta_1 = 35$ について次表にとりまとめた。

また、 $\theta_1 = 25$ の斜面条件の θ_2 -D関係図を図 3.1.32 に示す。この関係図からは、地層間隔の変化(D=2.0m→5.0m)に伴う規則性を見いだすことはできない。

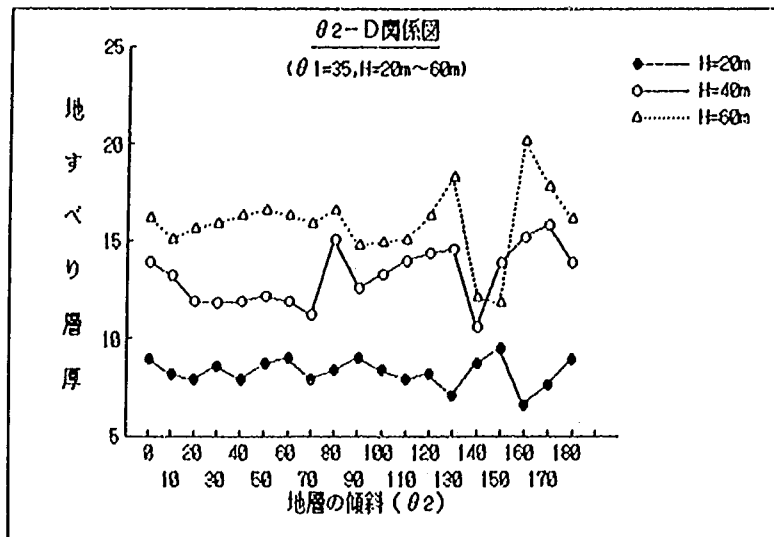


図 3.1.31 $\theta_2=35^\circ$, θ -D 関係図

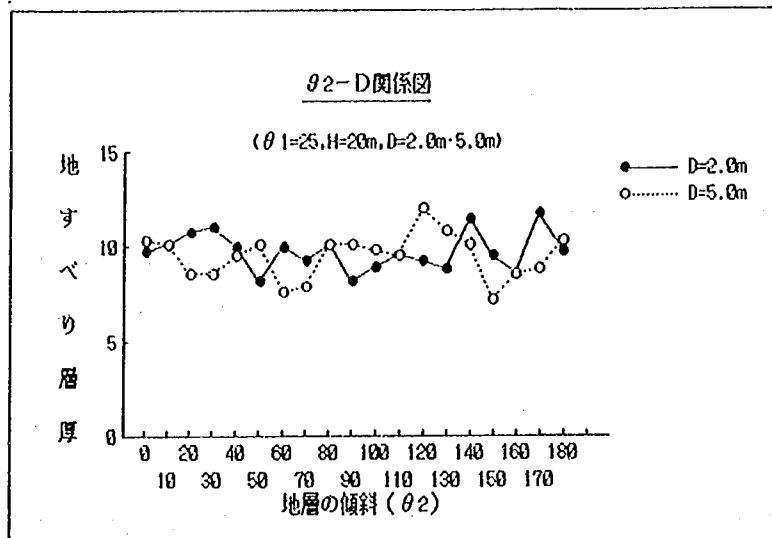


図 3.1.32 $\theta_2=35^\circ$, θ -D 関係図

斜面高さ (m)		すべり層厚 (m)
H = 20 m	:	D = 9 ~ 10 m
H = 40 m	:	D = 12 ~ 14 m
H = 60 m	:	D = 15 ~ 16 m

次に、地層間隔の変化がすべり層厚に与える影響を考慮した。当ケースは $\theta_1=35^\circ$ で地層厚さを

$D = 2.0 \rightarrow 1.0$ mと変化させ、地層を細分化した。

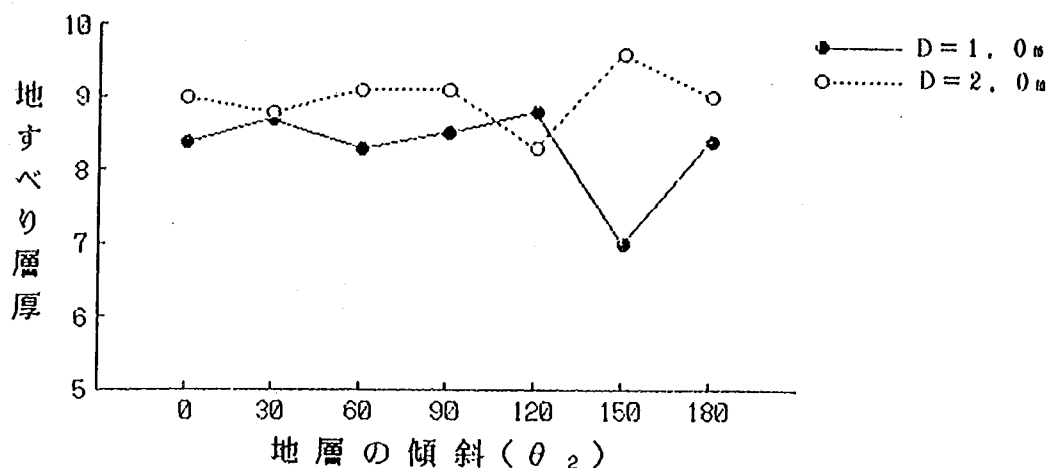
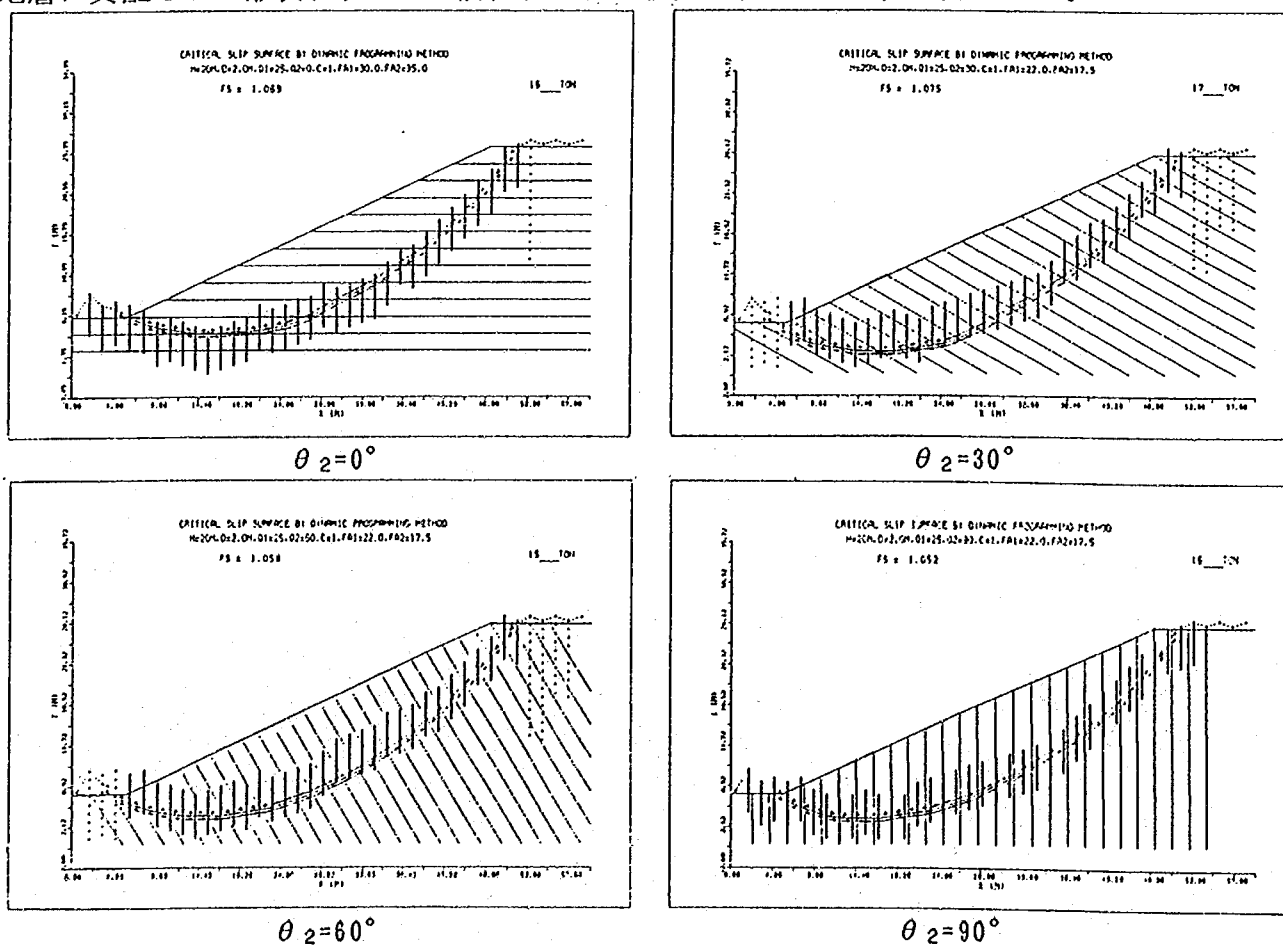
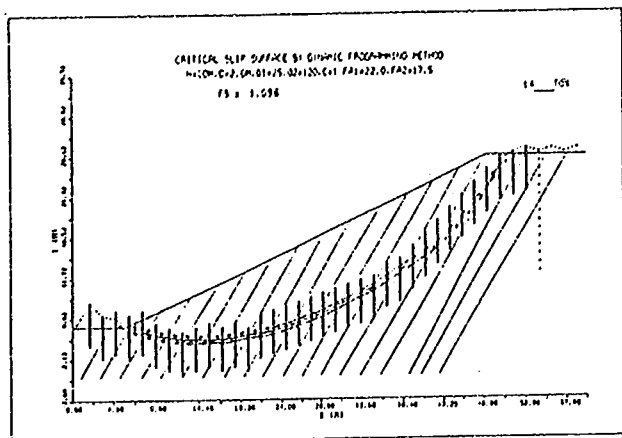


図 3.1.33 $\theta_1 = 35^\circ$ 時 $\theta_2 - D$ 関係図

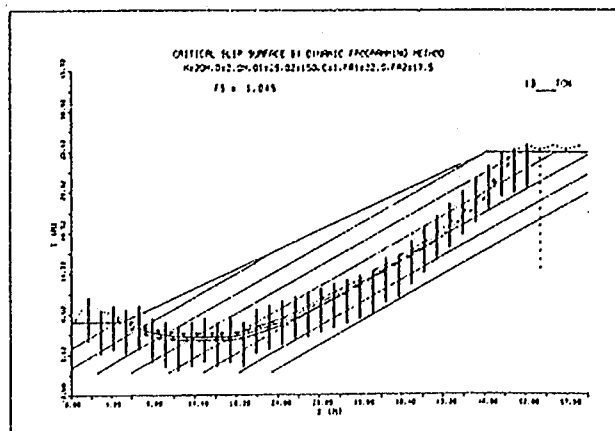
この結果、地層の厚さを細分化していった場合、地層厚さ D が小さくなるほど受け盤構造時のすべり層厚の変化が小さくなる傾向を示した (図 3.1.33 参照)。

臨界すべり面の代表的な断面形状を図 3.1.34 に示す。一般的な断面形状は受け盤構造時 ($\theta_2 = 0 \sim 120$ 程度) で円形から対数螺旋形に近い形状を示すのに対して、流れ盤となる地質構造斜面では地層に支配された形状、すなわち複合すべりの形状を示すものも多く見られる。





$\theta_2 = 120^\circ$



$\theta_2 = 150^\circ$

図 3.1.34 $\theta_1 = 25^\circ$ 時
 地層の傾斜変化に伴う断面形状の連続変化

(b) . 中・古生層を想定した場合

(b)-1. 斜面の安定性

西南日本の中・古成層分布地帯に発生する地すべりを想定して土質強度を決定して、臨界すべり面解析を行った。

図 3.1.35, 図 3.1.36 に $\theta_1 = 25^\circ$, $\theta_1 = 35^\circ$ ケースの $\theta_2 - F_s$ 関係図をまとめた。

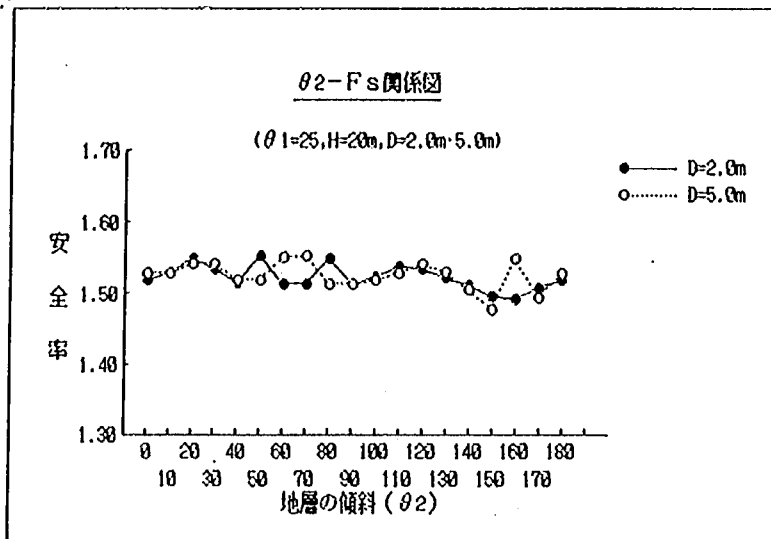


図 3.1.35 $\theta_1 = 25^\circ$ $\theta_2 - F_s$ 関係図

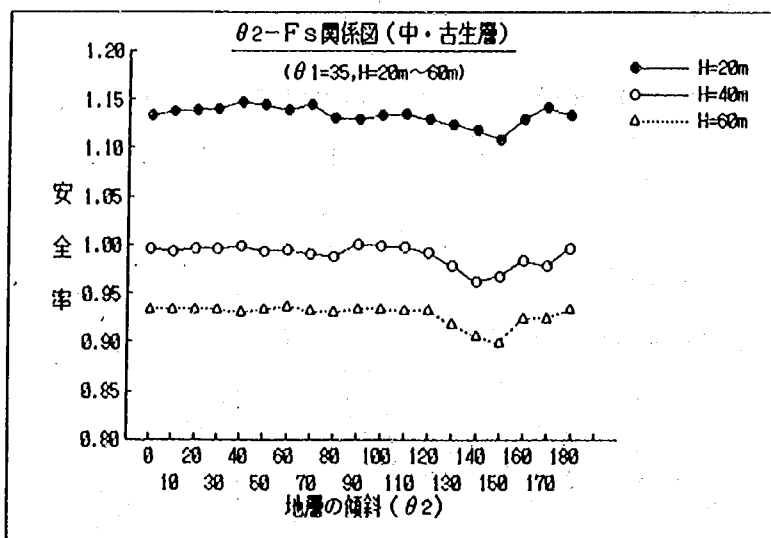


図3.1.36 $\theta_1 = 35^\circ$ $\theta_2 - F_s$ 関係図

斜面傾斜が $\theta_2=0^\circ \sim 120^\circ$ 間は安全率の変化が小さく、流れ盤構造が顕著となる $\theta_2=130 \sim 160$ 間で安全率は低下する。この傾向は斜面の傾斜にあり影響を受けない。また、 $\theta_1=25$ のケースは $\theta_2=0 \sim 90$ の区間（受け盤構造）で安全率の変化がやや大きくなる。受け盤構造時で斜面傾斜 $\theta_1=35^\circ$ における安全率の低下は以下のとおりである。

斜面高さ, H (m)	安全率, F s	H=20m時をFs=1.0 とした場合の換算Fs
H=20m	Fs=1.14	(Fs=1.00)
H=40m	Fs=1.00	(Fs=0.88)
H=60m	Fs=0.94	(Fs=0.82)

図 3.1.37 に高さ (H) の変化に伴う安全率の変化度をH=20m時をFs=1.0とした場合の換算安全率(Fs)としてまとめた。当ケースにおいてもH=20mからH=40mに斜面高さを変えた場合の変化度がH=40mからH=60mにおける変化度よりも大きいことが読み取れる。また $\theta_1=25^\circ$ の場合の θ_2 の変化に伴う安全率F sの変化は、流れ盤構造となる付近で極小値をとる。受け盤構造時における安全率の変化は小さい。

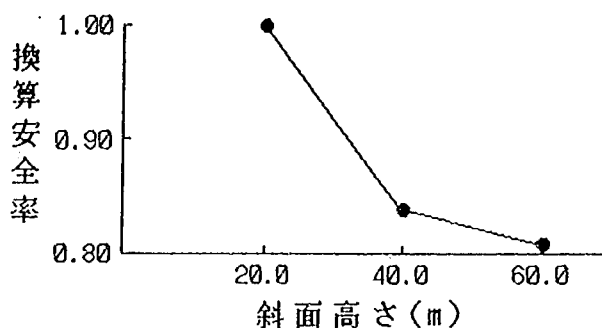


図 3.1.37 $\theta_1=35^\circ$
換算Fs-H関係図

(b)-2. すべりの形状

当ケースについても、臨界すべり面の断面形状について以下に述べる。 $\theta_1=25$, 及び $\theta_1=35$, のケースにおける地層の傾斜の変化に対するすべり層厚の変化について関係図にとりまとめた。

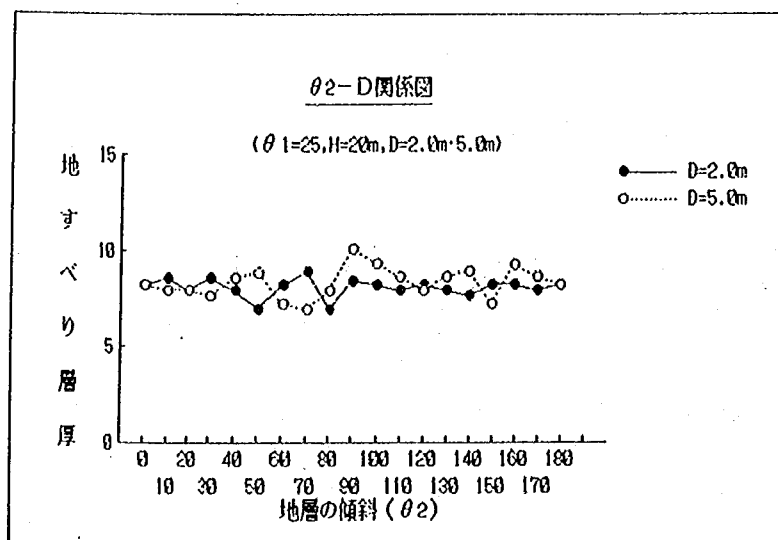


図 3.1.38
 $\theta_1=25^\circ$, H=20m 時 θ_2 -D関係図

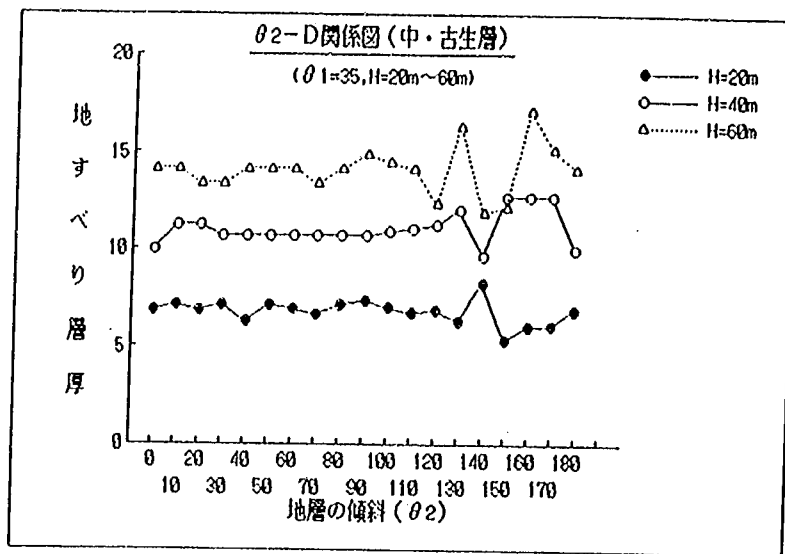


図 3.1.39 $\theta_1=35^\circ$, $H=20\text{m}\sim 60\text{m}$, θ_2 -D関係図

斜面の高さ変化による地すべり傾斜(θ_1)とすべり層厚(D)の関係を $\theta_1=35$ のケースで見
た場合、斜面高さを $H=20\text{m}\rightarrow 40\text{m}\rightarrow 60\text{m}$ と変化させても受け盤構造時のすべり層厚の変化
は小さい。また、流れ盤となる地層の傾斜を有する斜面は、形成されるすべりの層厚変化が大き
くなる。

$\theta_1=35^\circ$ の受け盤構造下の各斜面高さごとの平均的すべり層厚を以下に示す。

斜面の傾斜	斜面の高さ(H)	すべり層厚(D)
$\theta_1=35^\circ$:	$H=20\text{m}$:	$D=6\sim 7\text{m}$
:	$H=40\text{m}$:	$D=10\sim 12\text{m}$
:	$H=60\text{m}$:	$D=13\sim 15\text{m}$

一方、 $\theta_1=25^\circ$ のケースは、受け盤構造斜面ですべり層厚がやや大きく、流れ盤構造となる付
近で小さくなる。しかし地すべり層厚の変化に規則性は認められない。

次に、地層間隔を $D=2\text{m}\rightarrow 1\text{m}$ と細分化した場合の結果を図 3.1.40 に整理した。図から地層の
細分化が形成する臨界すべりの層厚の変化を小さくすることが読み取れる(傾向はやや不明瞭)。

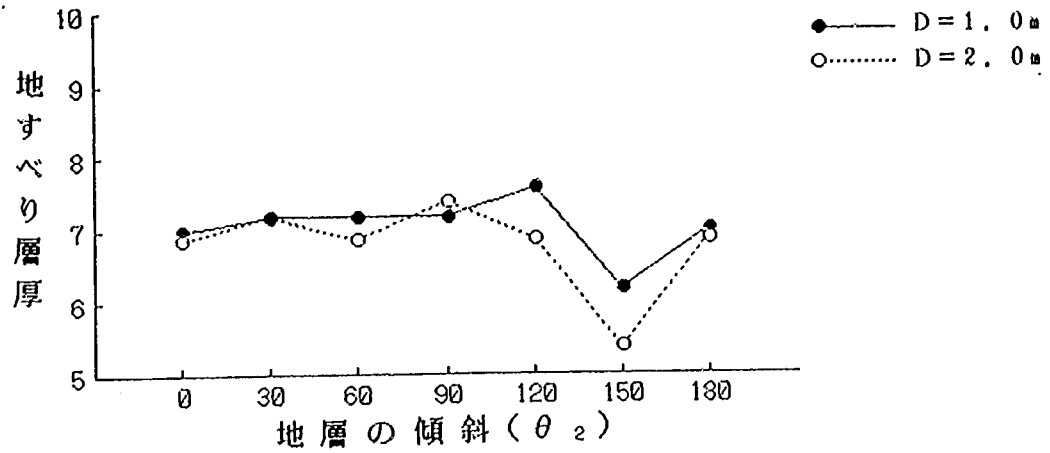
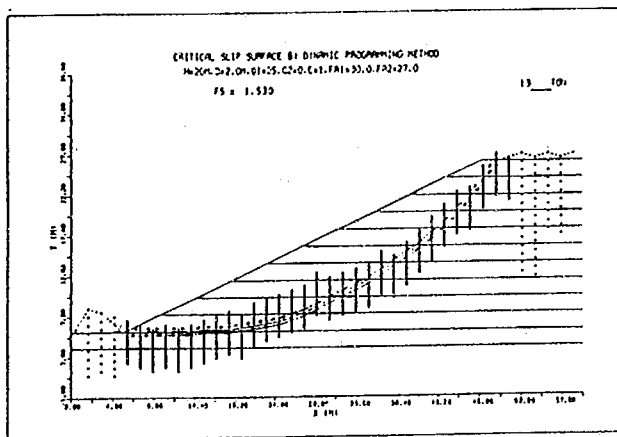
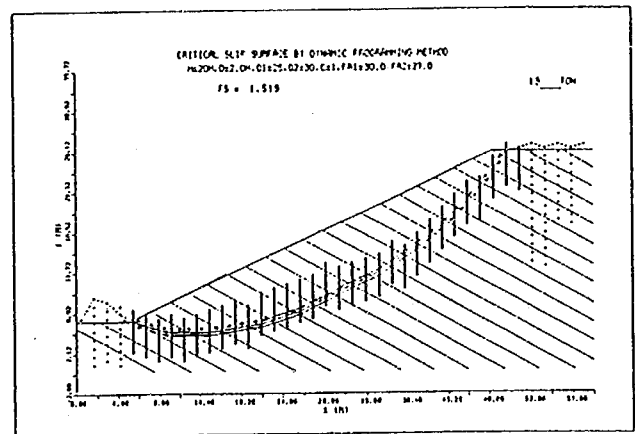


図 3.1.40 $\theta_1=35^\circ$ における θ_2-D 関係図

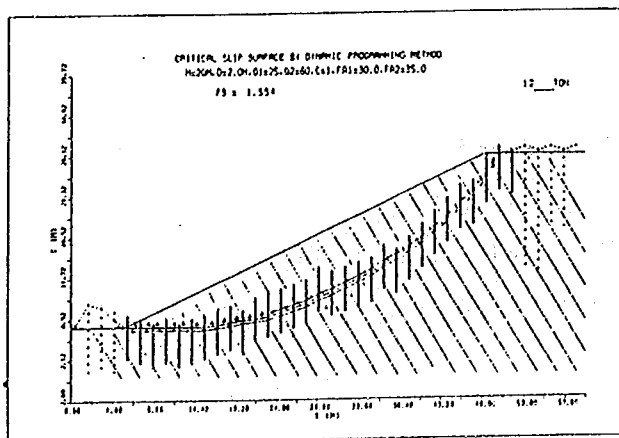
図 3.1.41 に $\theta_1=25^\circ$ ケースのすべり形状の連続変化を示す (30° ピッチ)。全般に斜面の傾斜の変化に伴う臨界すべり形状に大きな変化はない。すべり面形は地層の傾斜に影響される。特に、 θ_2 が斜面に対して流れ盤となるケースは地層に規制を受けた複合すべりの形状を示す。



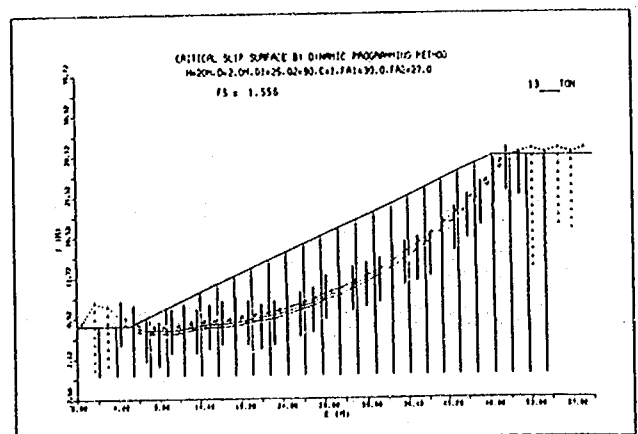
$\theta_2 = 0^\circ$



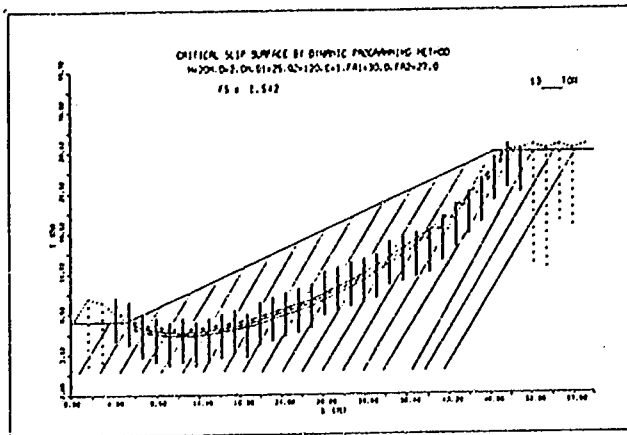
$\theta_2 = 30^\circ$



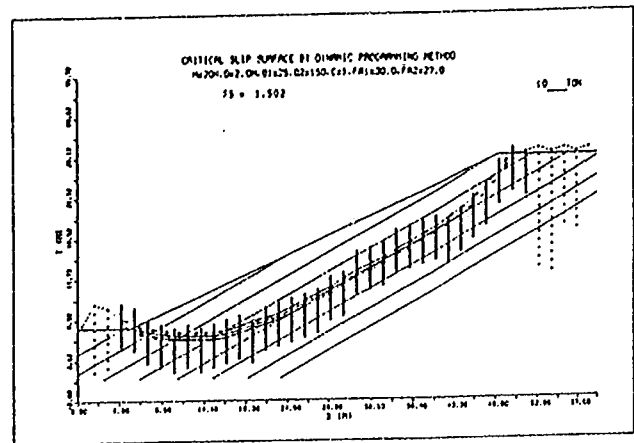
$\theta_2 = 60^\circ$



$\theta_2 = 90^\circ$



$\theta_2 = 120$



$\theta_2 = 150$

図 3.1.41 $\theta_1 = 25^\circ$ 臨界すべりの連続変化

(C) . 風化岩～岩盤すべりを想定した場合

道路土工に伴い発生する地すべりの多くは風化岩～岩盤中にすべり面を持つ、いわゆる初生発生的な地すべりが多い言われている。当計算ケースは初生発生的な地すべりを想定して、臨界すべり解析を行ったものである。

$\theta_1 = 25^\circ$, $\theta_1 = 35^\circ$ のモデル斜面の解析結果を図 3.1.42 及び図 3.1.43 に取りまとめた。この関係図から、安全率は斜面の傾斜や、斜面の高さにあまり関係なく、流れ盤となる θ_2 付近で低下する傾向を示す ($\theta_2 = 150^\circ \sim 160^\circ$ 間で最小値をとる)。

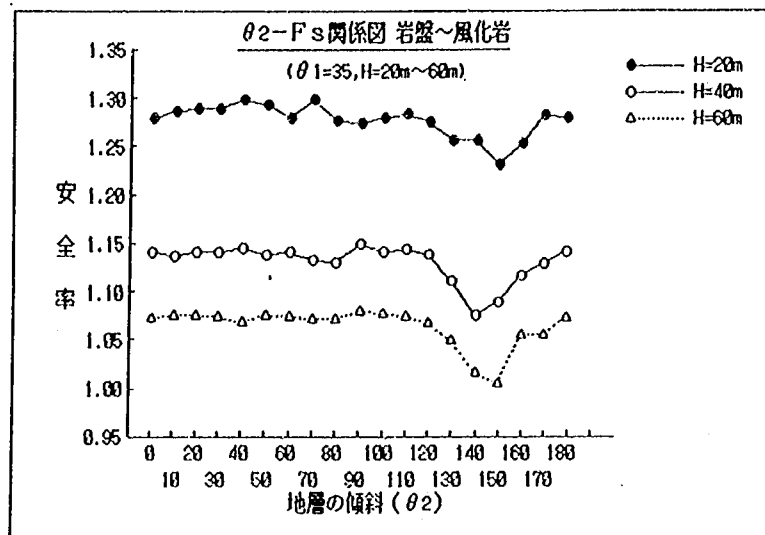


図 3.1.42 $\theta_1=35^\circ$, θ_2 -Fs 関係図

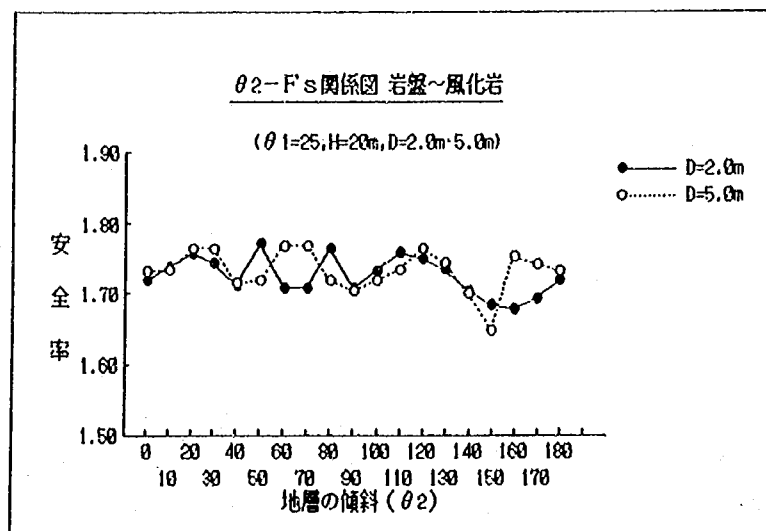


図 3.1.43 $\theta_1=25^\circ$, θ_2 -Fs 関係図

斜面の傾斜が $\theta_1 = 35^\circ$ のケースは $\theta_1 = 0^\circ \sim 120^\circ$ の区間で安全率の大きな変化は認められず、ほぼ一定の値をとる。また、受け盤構造下では安全率が下表のごとく低下する。

斜面の高さ (H)

安全率 (Fs)

H=20m時をFs=1.0

とした場合の換算Fs

H=20m	:	Fs=1.29	:	(=1.00)
H=40m	:	Fs=1.14	:	(=0.88)
H=60m	:	Fs=1.08	:	(=0.83)

上記の換算Fsを図3.1.44に取りまとめた。図から斜面高さの増加に伴う安全率の低下は二次曲線に近い形状をとることがわかる。

一方斜面の傾斜が $\theta_1 = 25^\circ$ の場合、 θ_2 の変化による安全率の変化が大きい。

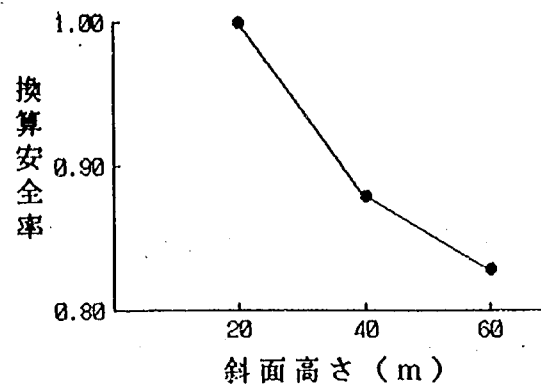


図 3.1.44 H-Fs 関係図

(C)-2. すべりの形状

斜面高さ (H) 及び θ_1 , θ_2 の変化によって、形成するすべり層厚の関係を図 3.1.45 図 3.1.46 の θ_2 -D関係図にとりまとめた。

図 4.1.46 に示す $\theta_1 = 35^\circ$ のケースで、 $\theta_2 = 0 \sim 120$ の区間は地すべり層厚 (D) の変化は小さい。一方、地層の傾斜が流れ盤となる場合は (D) の変化が大きくなる。

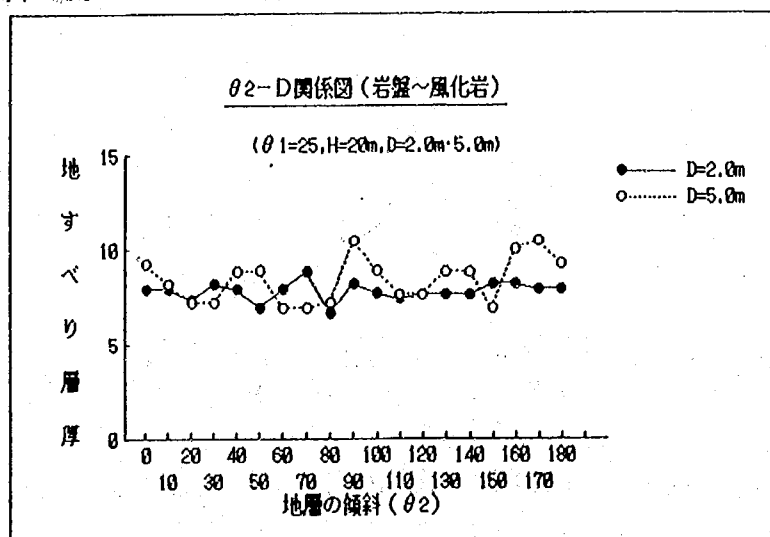


図 3.1.45 $\theta_1 = 25^\circ$, θ_2 -D 関係図

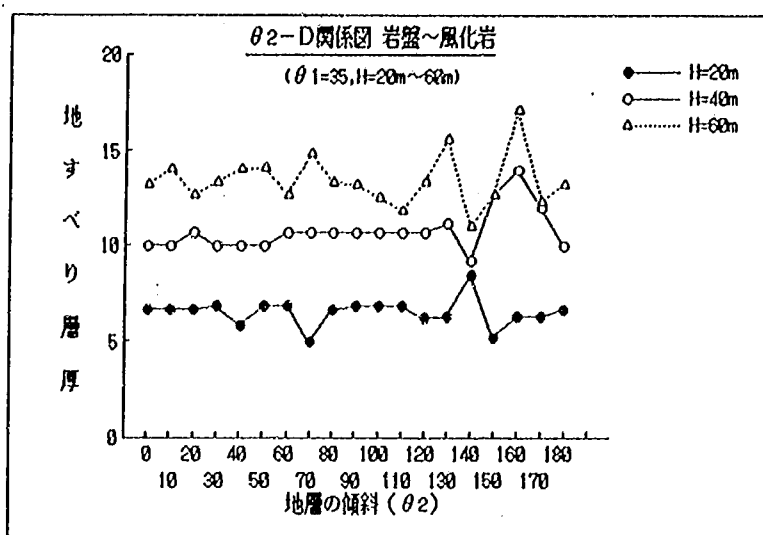


図 3.1.46 $\theta_1=35^\circ$, θ_2 -D 関係図

受け盤構造時の斜面高さ (H) と平均すべり層厚の関係を以下に示す。

斜面の傾斜	斜面の高さ (H)	すべりの層厚 (D)
$\theta_1 = 35^\circ$	H=20m	D=7~8m
	H=40m	D=10~11m
	H=60m	D=15~17m

次に、地層の間隔を $D=2.0m$ から $1.0m$ まで細分化した計算結果を図 3.1.47 に示す。当関係図は 30° ピッチで求めた結果であるため、 θ_2 の変化に伴う D の変動に明瞭な規則性は見いだせない。

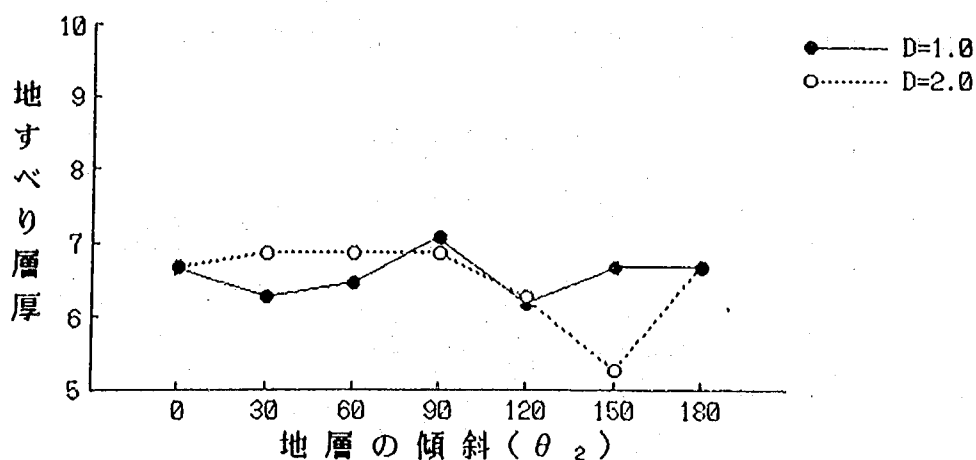
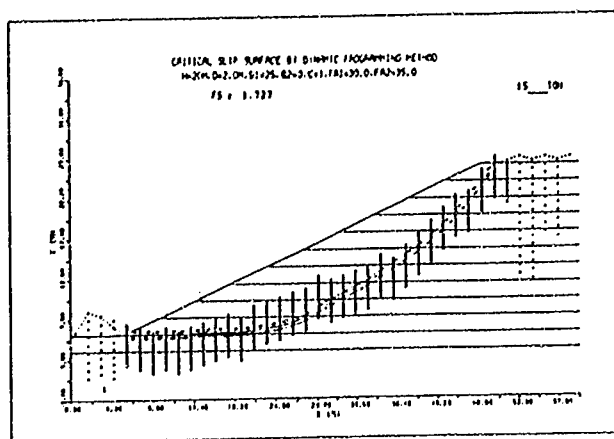
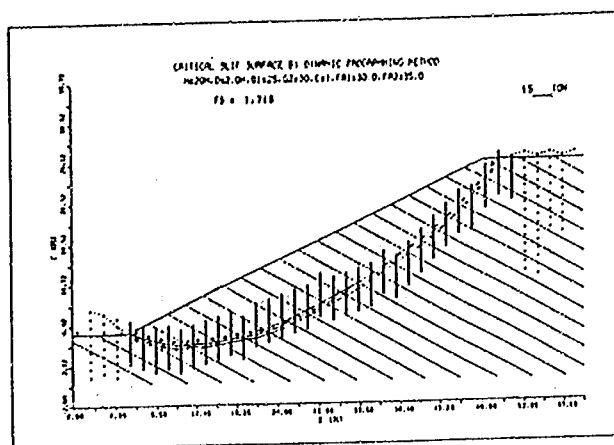


図 3.1.47 地層間隔の変化に伴う θ_2 -D 関係図

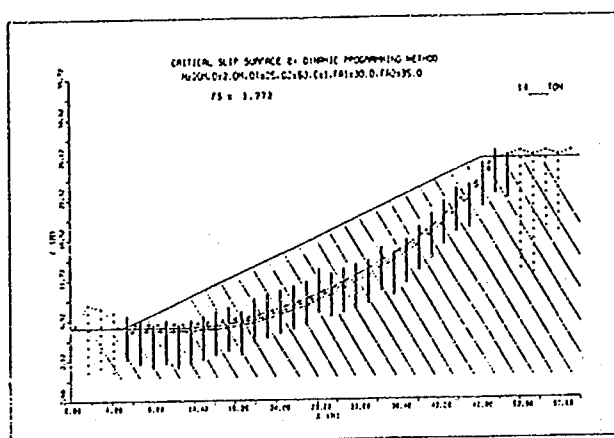
$\theta_1 = 25^\circ$, $H = 20$ mにおける臨界すべりの連続変化を図 3.1.48 に示す。



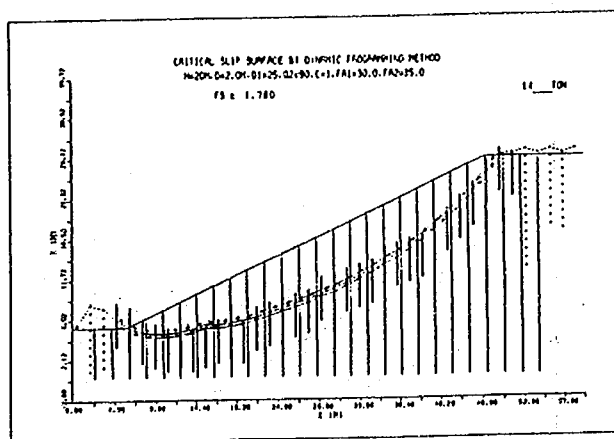
$\theta_2 = 0^\circ$



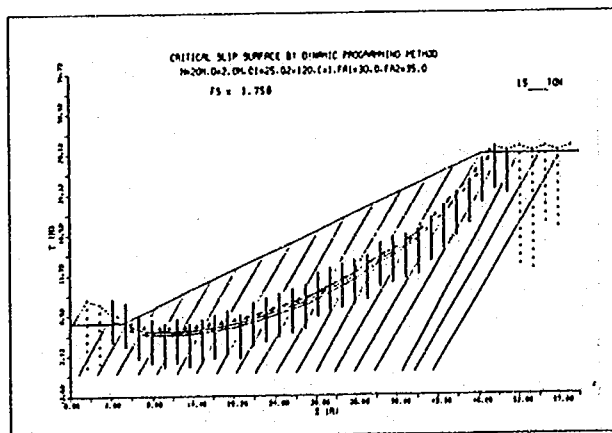
$\theta_2 = 30^\circ$



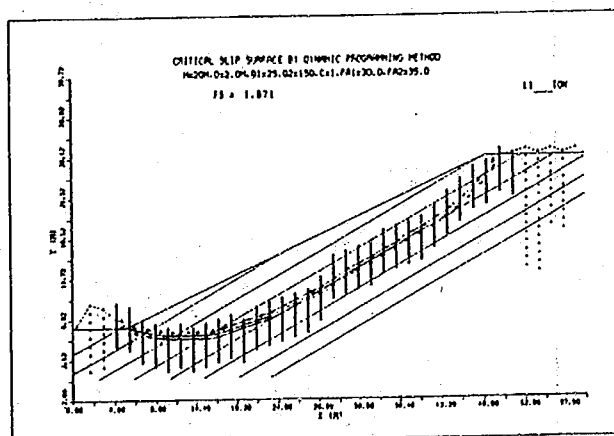
$\theta_2 = 60^\circ$



$\theta_2 = 90^\circ$



$\theta_2 = 120^\circ$



$\theta_2 = 150^\circ$

図 3.1.48 $\theta_1 = 25^\circ$, $H = 20$ m, $\theta_2 = 0 \sim 170^\circ$ (30° ピッチ)

(d)、互層パターンを逆にした場合

これまでの互層パターンを逆にした場合の地質構造について安定解析を行い、両計算結果の比較を試みた。前項で述べた互層パターンは斜面の法面に常に小さな土質強度を持つ地層が位置するようモデル斜面を設定した。そこで今回はこの逆の地質構造とした。両地質構造の比較を図 3.1.49 に示す。

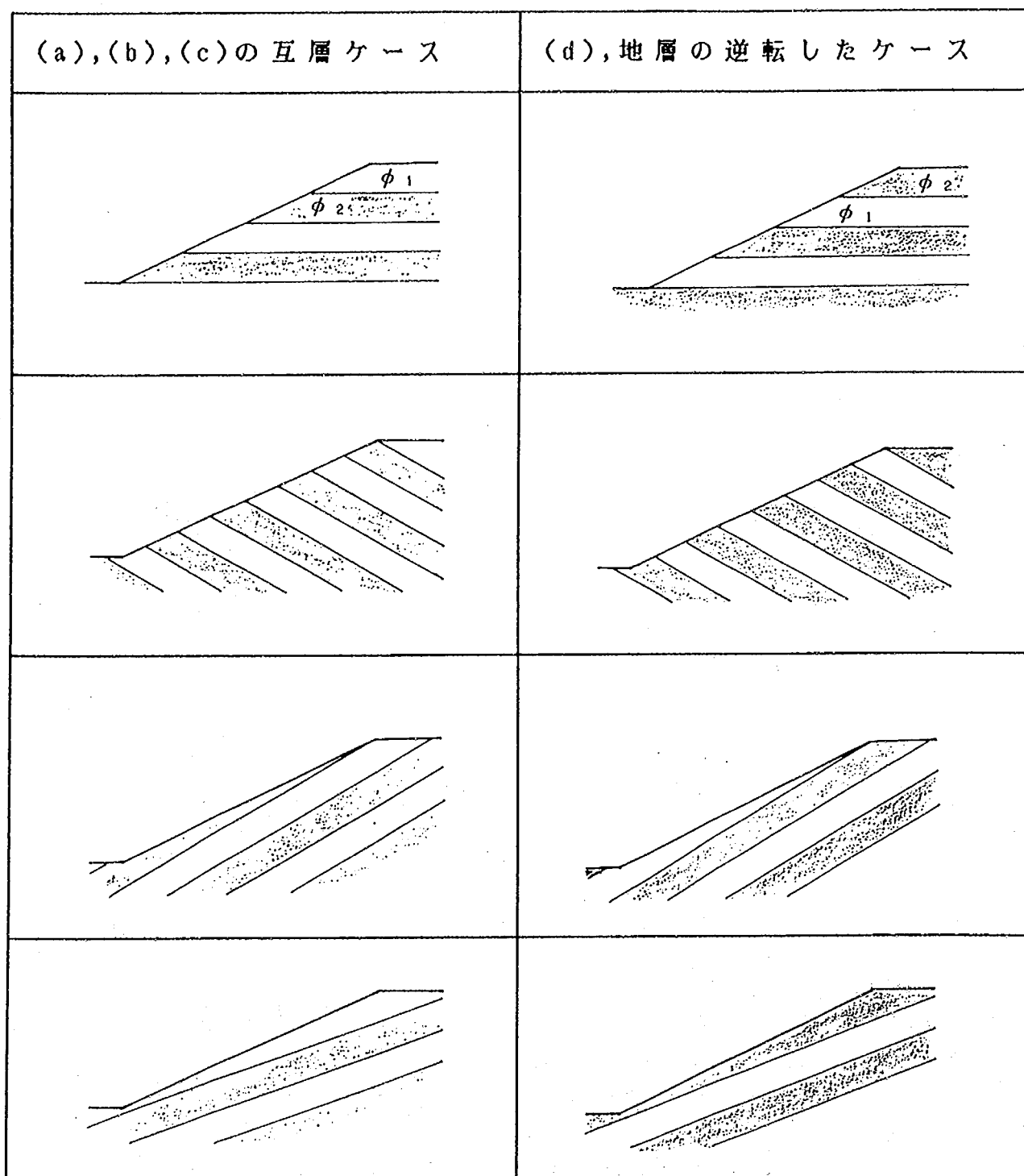


図 3.1.49 互層パターン比較図

前項で検討した互層パターン（互層パターン1）とこの項で計算，検討した互層パターン（互層パターン2）の計算結果を比較し、逆の互層構造が持つ意味を把握する目的で、3種類の地質帯（新第三紀層，中・古生層，風化岩～岩盤）について $F_s - \theta_2$ 関係図、 $D - \theta_2$ 関係図を作成した。

図 3.1.50～52は $H=20m$, $\theta_1=25^\circ$ の地形条件で求めた $F_s - \theta_2$ 関係図である。いずれのケースも受け盤構造下での安全率の変動パターンが、互層パターン1と互層パターン2とでは逆の変位をすることがわかる。そして流れ盤構造ではこの傾向は小さくなる。そこで互層パターン1と2の安全率の和の $1/2$ をとり関係図を描く。その結果図 3.1.51で示す新たな $F_s - \theta_2$ の関係を得ることができる。新たに得た $F_s - \theta_2$ 関係は、受け盤構造下で F_s の変動が極めて小さくなる結果となった。ここで値の平均化という行為の意味について考えた場合、地層の土質強度を逆転するということが地層の均質化（ここでいう均質化とは方向性を持った均質という意味）するのではないかと考えた。

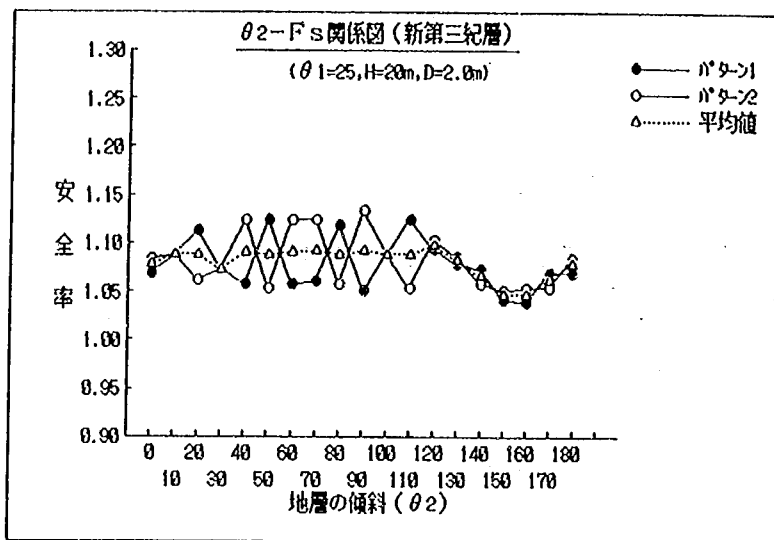


図 3.1.50 新第三紀層想定

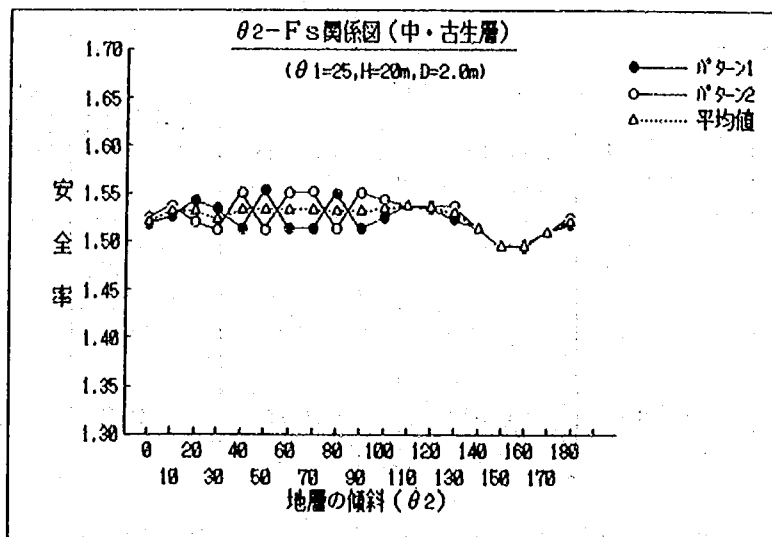


図 3.1.51 中・古生層想定

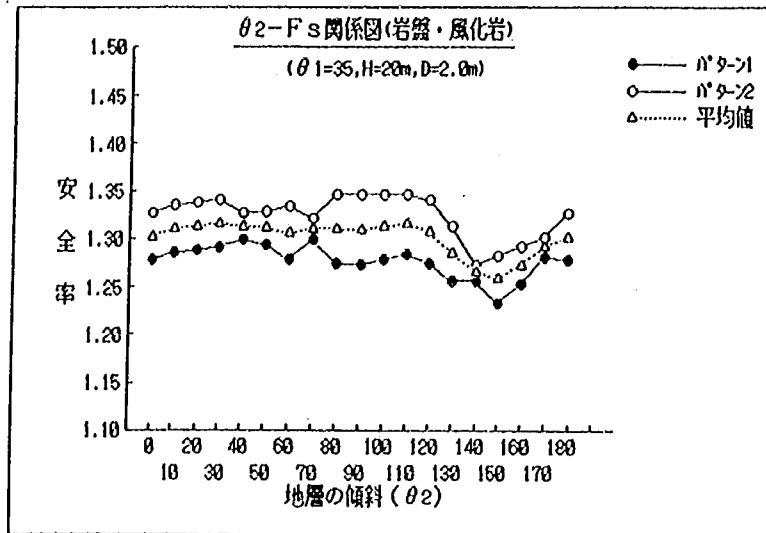


図 3.1.52 岩盤～風化岩想定

つまり、互層間隔の極めて小さい細互層の地質構造を反映すると考えられる。

今回想定した①新第三紀層、②中・古生層、③岩盤～風化岩の各地質条件下の地質構造（受け盤、流れ盤）による安全率の変化を、平均化した $Fs - \theta_2$ 関係図から求めた（表3.1.3参照）。

想定した 地質条件	安全率 (Fs)			安全率比 B/A	受け盤に対する 流れ盤構造時の Fs 低下 (%)
	受け盤(A) (≒平均 Fs)	流れ盤(B) (最小値)	差 $A-B$		
新第三紀層	1.090	1.050	0.040	0.963	5.7
中・古生層	1.530	1.500	0.030	0.980	2.0
岩盤～風化岩 初生地すべり	1.740	1.675	0.065	0.912	9.8

表3.1.3 受け盤・流れ盤における安全率変化

($\theta_1 = 25^\circ$, $H = 20m$)

この結果岩盤～風化岩想定斜面で安全率が $Fs=0.065$ 程度低下することが判明した。安全率の低下は岩盤～風化岩のケースが最も大きく、ついで 中・古生層, 新第三紀層の順となる。この想定地質の安全率低下度の相違は想定した土質強度の差 (ここでは ϕ_1 , ϕ_2 の差、あるいは土質強度そのものの差) により生じると考えられる。いずれにしても岩盤～風化岩のように土質強度の大きい斜面は地質構造 (受け盤・流れ盤) の違いによって安全率に 10 % 程度の差が生じることが明かとなった。

次に、斜面高さを $H=20m, 40m, 60m$ と変化させたケースについて同様に検討し関係図を作成した (図 3.1.53～55 参照)。

表 3.1.4 に示すように斜面高さが高くなった場合の地質構造による安全率の低下度は 0.05～0.06 程度で、顕著な差は認められなかった。

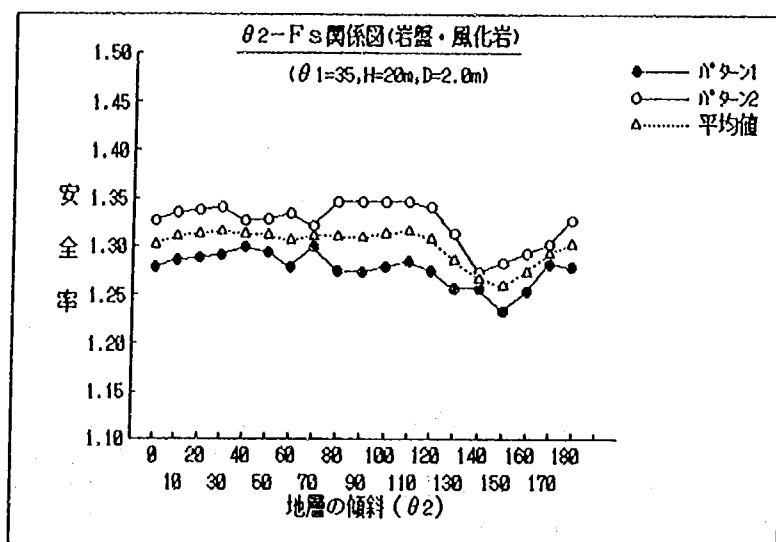


図 3.1.53 岩盤～風化岩 ($H = 20 m$)

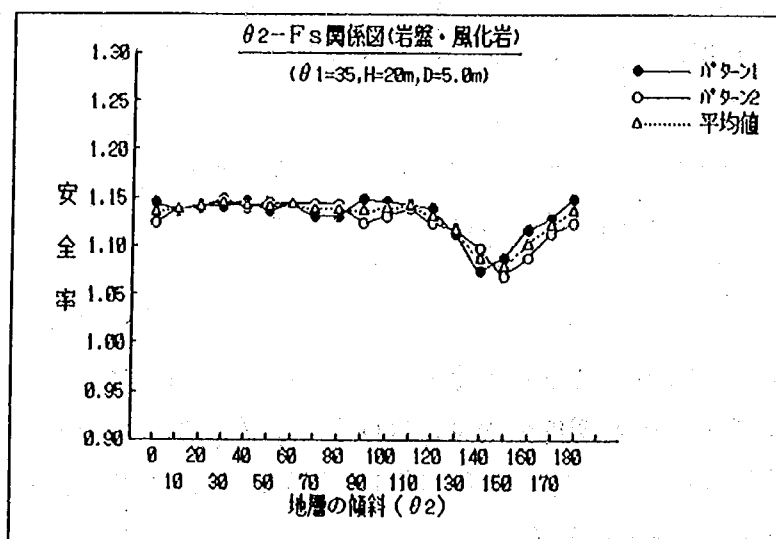


図 3.1.54 岩盤～風化岩 ($H = 40 m$)

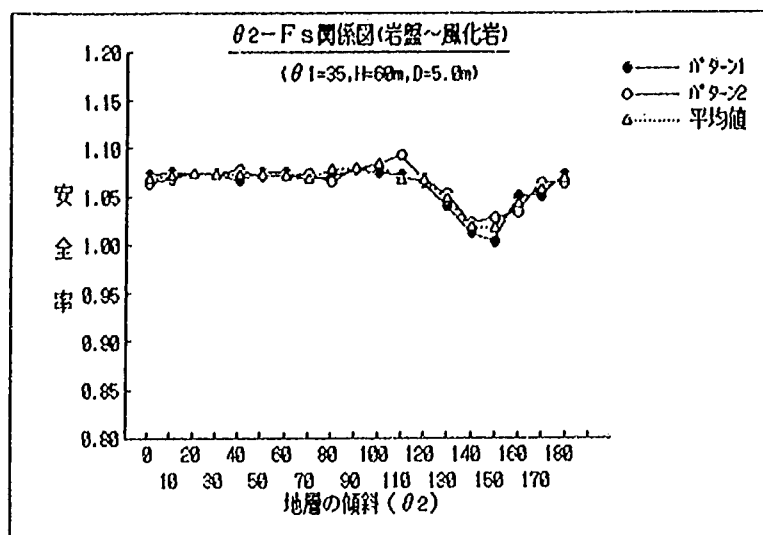


図 3.1.55 岩盤～風化岩 ($H = 60\text{ m}$)

斜面高さ H (m)	安全率 (Fs)			安全率比 B/A	受け盤に対する 流れ盤構造時の Fs低下 (%)
	受け盤(A) (平均値)	流れ盤(B) (最小値)	差 $A-B$		
$H=20\text{m}$	1.315	1.260	0.055	0.958	4.2
$H=40\text{m}$	1.145	1.080	0.065	0.943	5.7
$H=60\text{m}$	1.075	1.015	0.060	0.944	5.6

表 3.1.4 高さの変化による Fs の変動値

($\theta_1=35^\circ$, 岩盤～風化岩想定)

また、斜面の傾斜 (θ_1) の変化に伴う安全率の差 ($A-B$) は $\theta_1=25^\circ, H=20\text{m}$ と $\theta_1=35^\circ, H=20\text{m}$ 間で比較する限り $\theta_1=35^\circ$ の方が相対的に安全率は低下する (表 3.1.5 参照)。しかし、当ケースは 1 ケースについて比較しただけであり、斜面の傾斜をさらに急にした場合、あるいは緩くした場合に同じ傾向が得られるかどうかは明言できない。

斜面の傾斜 (θ_1)	(A - B)
25°	0.030
35°	0.055

表 3.1.5 θ_1 の変化による安全率
低下度 (A - B) の比較

地すべり層厚の変化について互層パターン1と互層パターン2の平均関係図を求めた(図 3.1.56~58参照)。その結果、 θ_2 とDの間に明瞭な規則性は見いだせなかった。特に、あるケースでは流れ盤の斜面で地すべり層厚が薄くなる傾向を示すものも存在したが、平均値を用いた関係ではそういった関係は認められなかった。

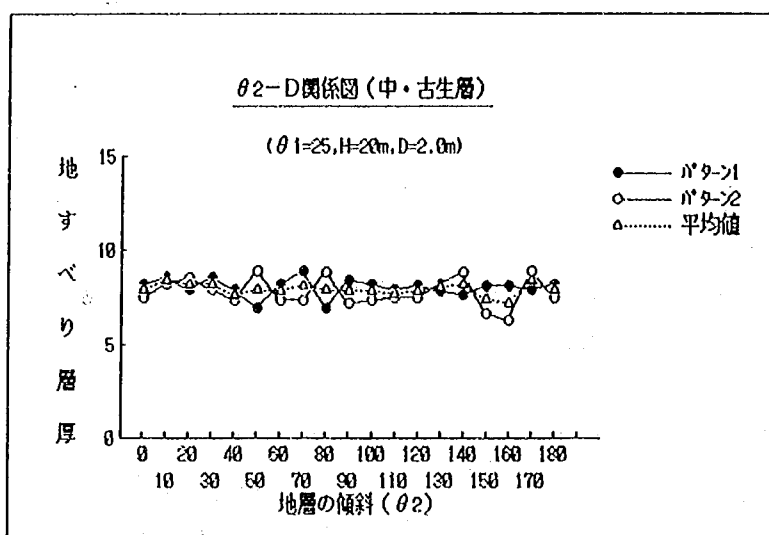


図 3.1.56 新第三紀層想定

図 3.1.57 中・古生層想定

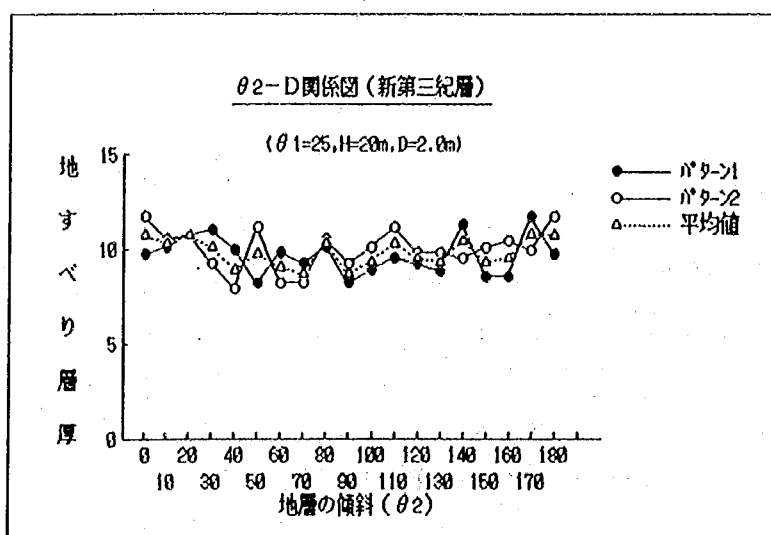


図 3.1.56 新第三紀層想定

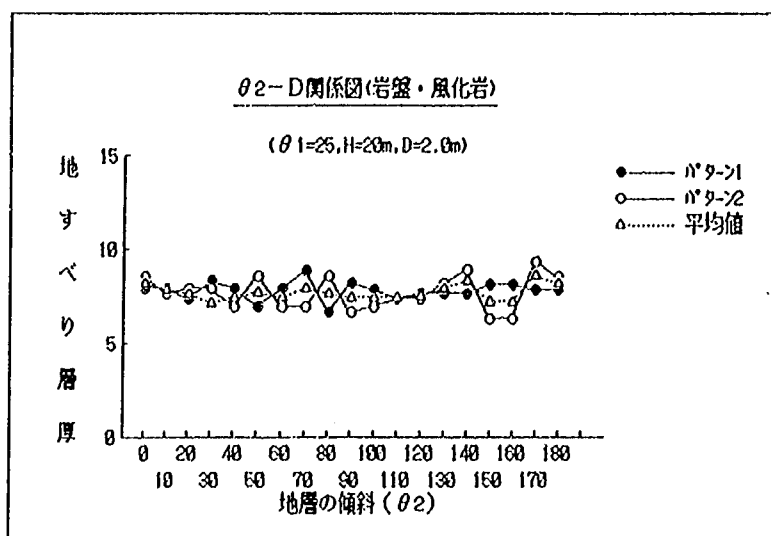


図 3.1.58 風化岩～岩盤想定

このようにして求めた安全率 (F_s) の平均値及び地すべり層厚 (D) について地層の傾斜との関係を求める目的で図 3.1.59 図 3.1.60 に関係をまとめた。図 3.1.59 の θ_2 - F_s 関係図から、斜面の傾斜が $\theta_2=130^\circ$ から 180° の間で安全率が低下することがわかる。特に土質強度を大きくとった、岩盤～風化岩モデルのケースの安全の低下が大きい。すべり層厚 (D) と地層の傾斜 (θ_2) の関係に明瞭な相関は見いだせないが、 $\theta_2=160^\circ \sim 170^\circ$ (流れ盤) 付近でやや層厚が薄くなる傾向を示す。また、土質強度の小さい新第三紀層想定モデルで形成される臨界すべりはすべり層厚が他のケースに比べ $2.0m \sim 3.0m$ 厚いものとなる。

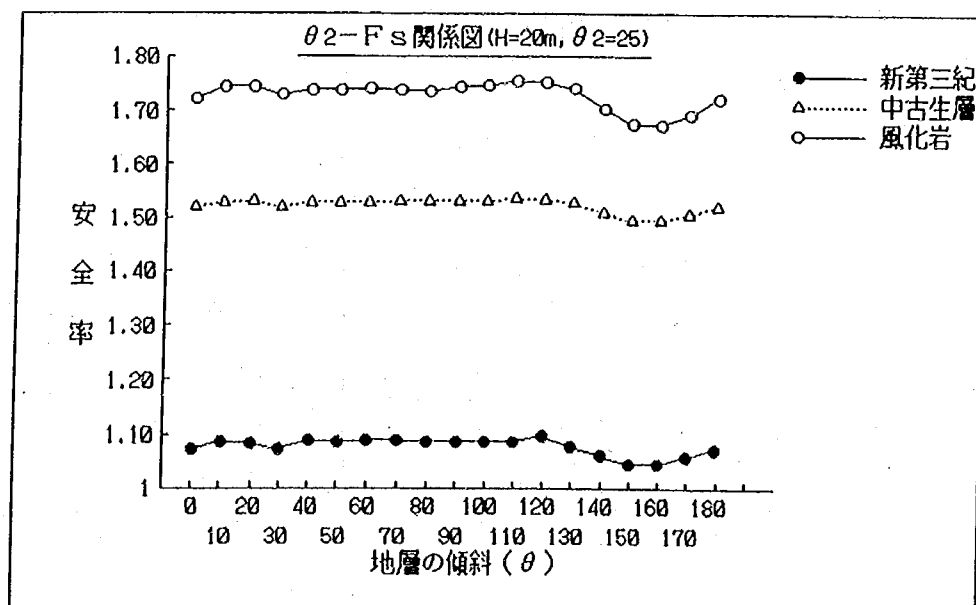


図 3.1.59 平均値 (F_s) を用いた θ_2 - F_s 関係図

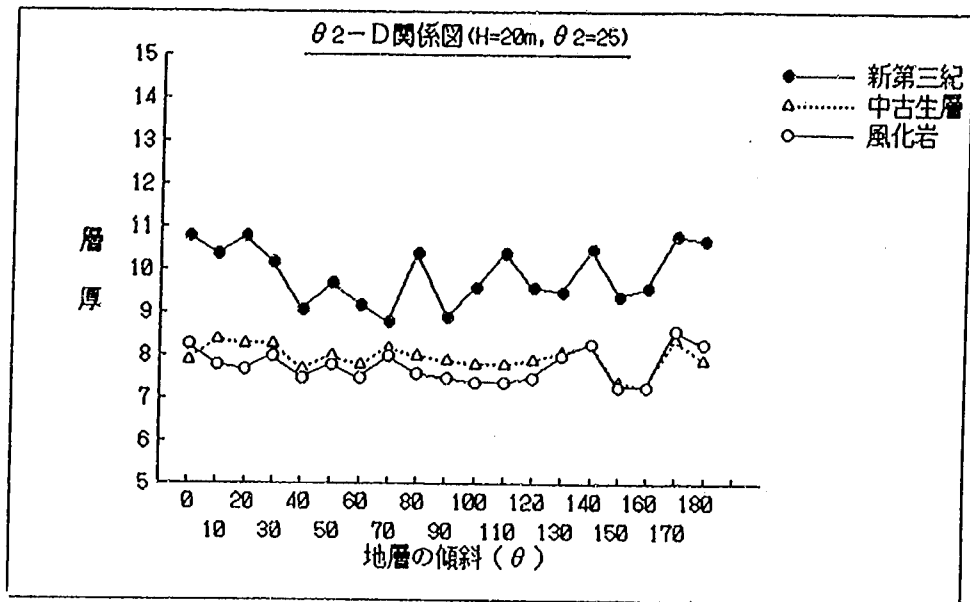


図 3.1.60 平均値(F_s)を用いた θ_2 -D関係図

次に、互層間隔 (D) を変えた場合の互層パターン1と互層パターン2の平均値(F_s)がどのような挙動を示すか、 $D = 2\text{ m}$ 、 $D = 5\text{ m}$ 時について比較した(図 3.1.61参照)。

図に示すように互層間隔を変えてもほぼ同じ安全率パターンを示す。しかし、 $D = 5\text{ m}$ の場合は地層間隔が厚い影響もあって、流れ盤となる地層の傾斜付近で $D = 2\text{ m}$ の値と多少異なる変化を示す。

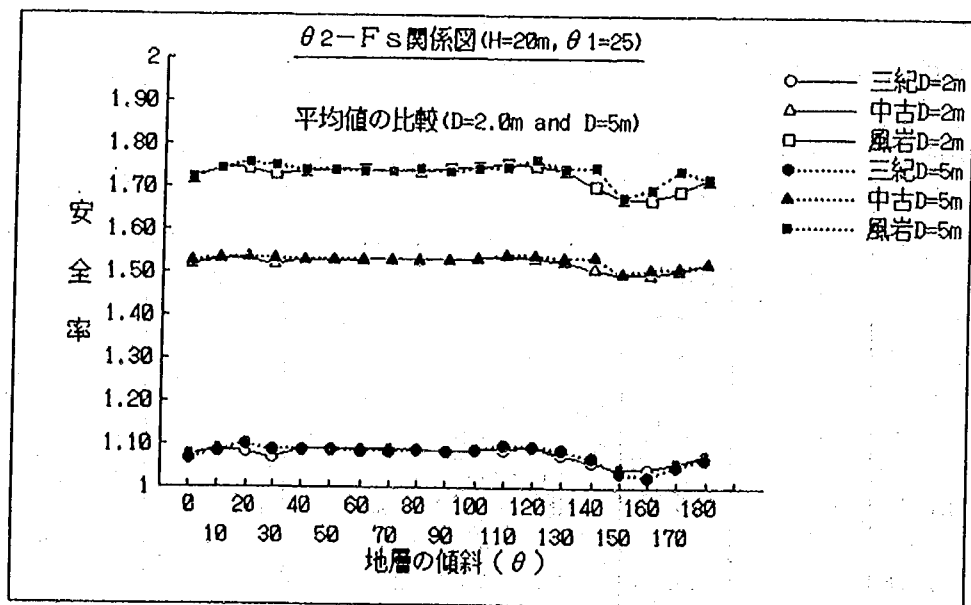


図 3.1.61 $D=2.0\text{ m}$, 5.0 m . θ_2 - F_s 比較図

(e) . 互層構造斜面の末端を切り土した場合

これまでで検討した互層モデル斜面について、斜面の末端を切り土した場合を想定して臨界すべり解析を行った。想定した切り土のケースは図 3.1.62 に示す C U T 1 ~ C U T 4 とした。またモデルの斜面形状、土質条件は表 3.1.6 に示す。

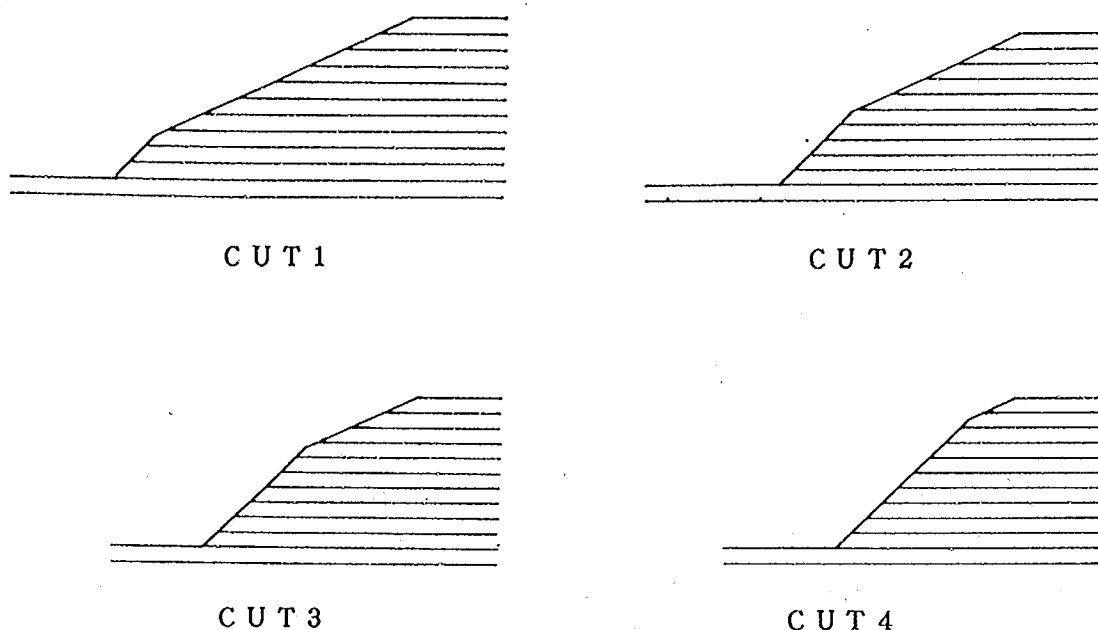
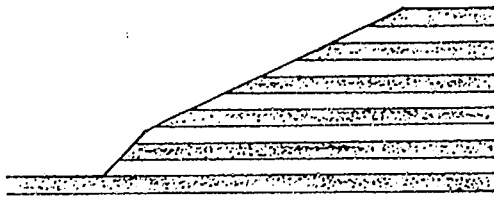


図 3.1.62 互層斜面の切り土モデル

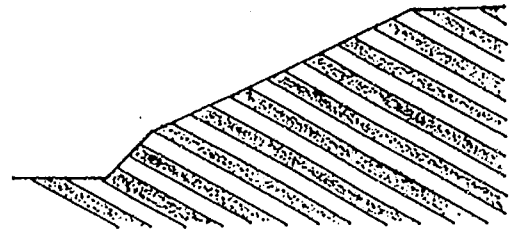
また、モデルの地層パターンは先にも述べた①互層パターン1で行った(図 3.1.63 参照)。

斜面形	切土法面の勾配	切土量 (m^3)	地形条件	土質強度	
				c	ϕ
NO CUT	1 : 1.0	0	H : 20m θ_1 : 25° D : 2.0m, 5.0m θ_2 : $0^\circ \sim 150^\circ$ (30° ピッチ)	1.0t/ m^2	$\phi_1 = 30^\circ$ $\phi_2 = 35^\circ$
CUT 1		15.6			
CUT 2		55.0			
CUT 3		145.5			
CUT 4		209.0			

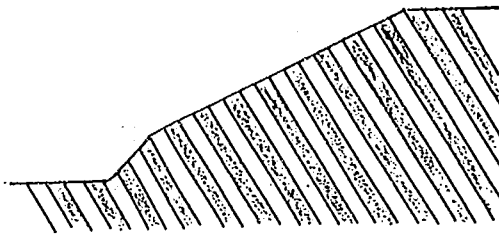
表 3.1.6 計算条件一覧表



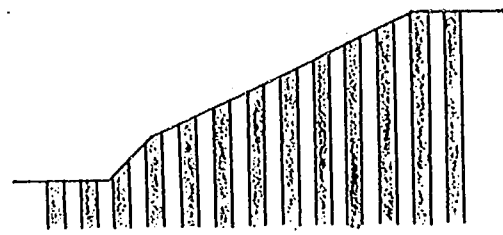
$\theta_2 = 0^\circ$



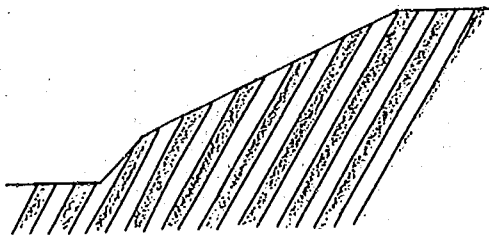
$\theta_2 = 30^\circ$



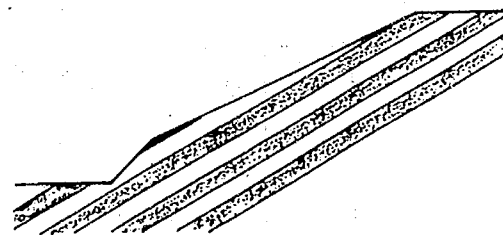
$\theta_2 = 60^\circ$



$\theta_2 = 90^\circ$



$\theta_2 = 120^\circ$



$\theta_2 = 150^\circ$

図 3.1.63 互層構造における
互層構造パターン

 $C=1.0\text{t/m}^2, \phi=30^\circ$
 $C=1.0\text{t/m}^2, \phi=35^\circ$

(e)-1. 斜面の安定性

今回の計算ケースは θ_2 を 30° ピッチにとったため、地層の傾斜の変化に伴う安定性の特性に明瞭な規則性は現れなかった。しかし、全体的に受け盤構造時の安全率の変化は小さく、流れ盤となった場合に安全率の変化が大きくなる傾向を示す。また、地層間隔の与える影響は $D=5\text{ m}$ とした場合に大きく、逆に $D=2\text{ m}$ とした場合に小さい変化を示す。

次に、斜面を、自然斜面（切り土0）→CUT1→CUT2→CUT3→CUT4と変化させていった場合の、切り土量の変化に伴う安全率の変化量について取りまとめた（図 3.1.64, 図 3.1.65参照）。関係図から読み取れるように、一般に切り土量の増加に伴って安全率は低下する。自然斜面に対して、わずかの切り土でもすべりに対しては大きな安定性の低下をもたらすことがわかる。

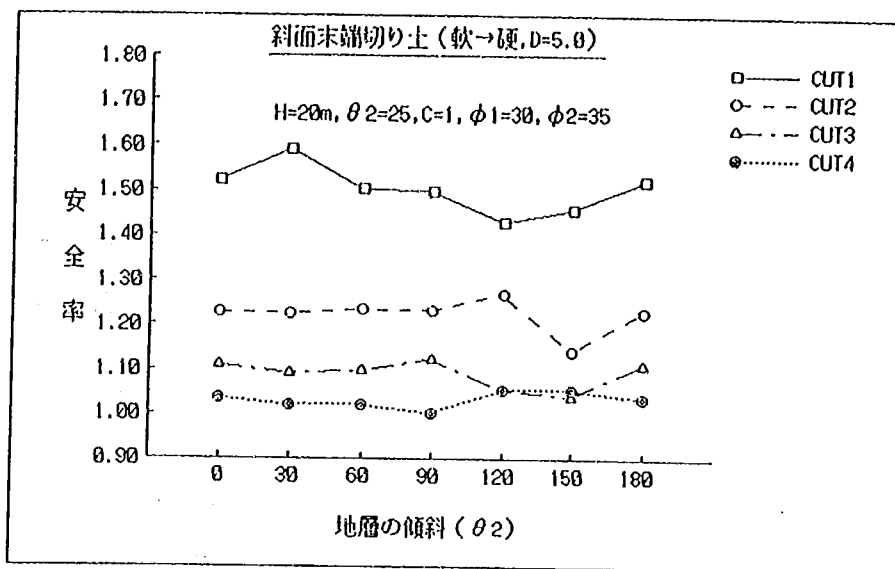


図 3.1.64 $D=5.0\text{m}$, θ_2 -Fs関係図

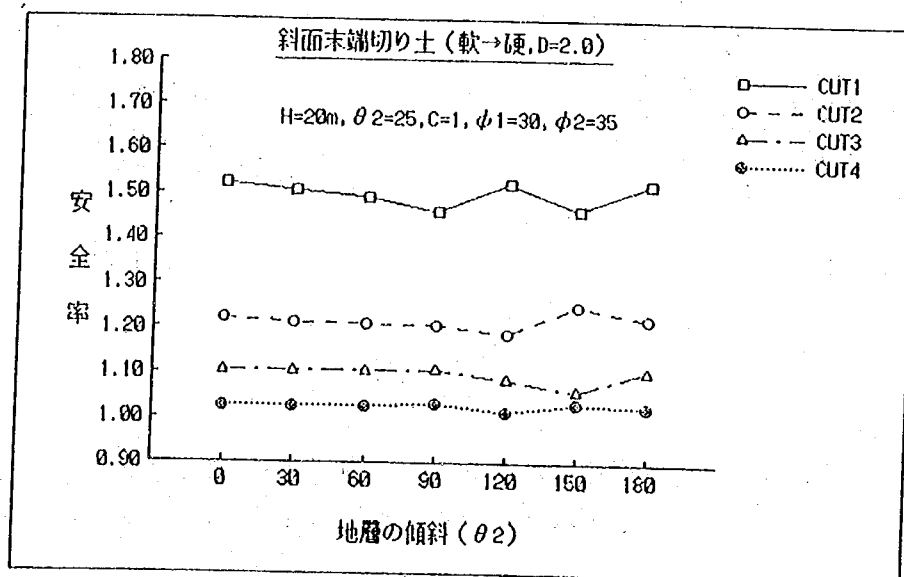


図 3.1.65 $D=2.0\text{m}$, θ_2 -Fs 関係図

切り土量と安全率の関係について、図 3.1.66 に示すハッチ  部分を 1 とした場合の切り土量をパーセントで表示し関係整理した（表 3.1.7 参照）

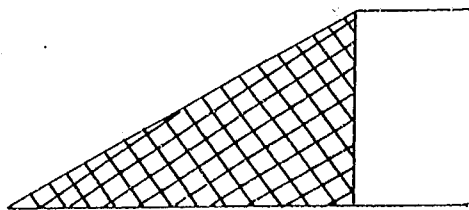


図 3.1.66

地形 条件	切り 土量 (m^3)	No Cut 斜面 に対する割合 (%)	安全率の変化	
			D = 2.0m	D = 5.0m
No Cut	-	0	1.72	1.72
Cut1	15.6	2.8	1.50	1.50
Cut2	55.0	10.0	1.27	1.27
CuT3	145.5	26.4	1.14	1.15
CuT4	209.0	37.9	1.10	1.10

表 3.1.7 切り土に伴う安全率変化

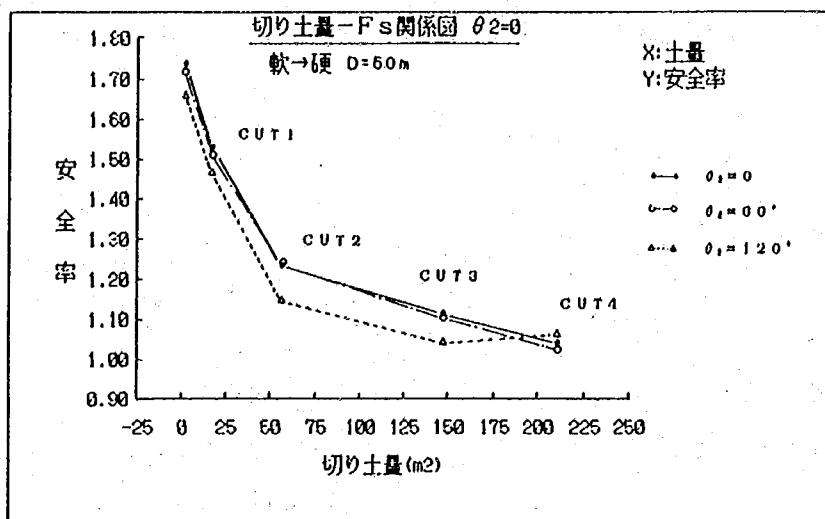


図 3.1.67 D=5.0m, 切り土量 (D) - 安全率 (Fs) 関係図

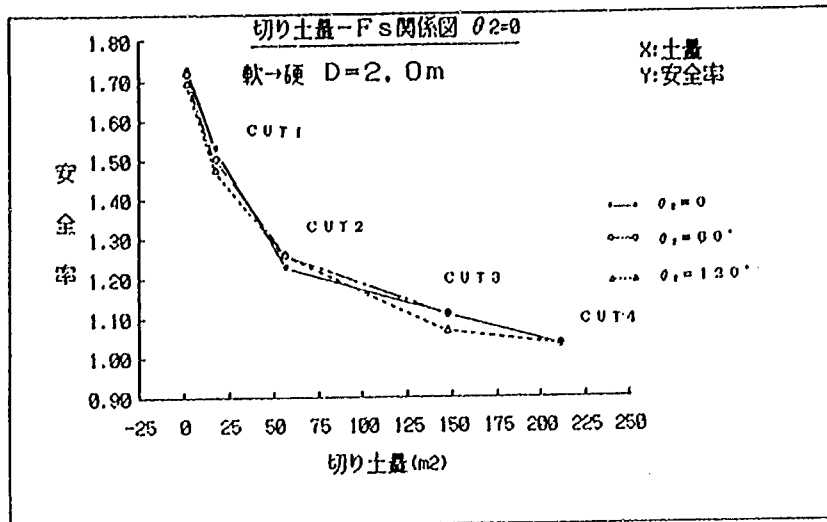


図 3.1.68 $D=2.0m$, 切り土量 (D) - 安全率 (F_s) 関係図

表に示すごとく、斜面の末端部を10%程度切り土することによって安全率は $F_s=1.72 \rightarrow F_s=1.27$ に大きく低下する。

(e)-2. すべりの形状

斜面末端の切り土に伴うすべり面形の変化について、図 3.1.70 及び図3.1.71 にまとめた。本ケースは切り土斜面の勾配を 1:1.0 (45°) に設計し、解析を行ったものである。図に示すように、斜面の末端を切り土した場合自然斜面で形成するすべり面とはまったく異なったすべりを形成する場合がほとんどであった。

一般には斜面の末端に自然斜面で生じるより小さいすべりが形成される。また、CUT1程度の切り土の場合、地質構造によっては長大なすべりを形成するケースもある(図 3.1.71, $\theta_2=120^\circ$)。この場合、すべりの末端は隆起を伴う形状となる場合がある。(図 3.1.69 参照)。

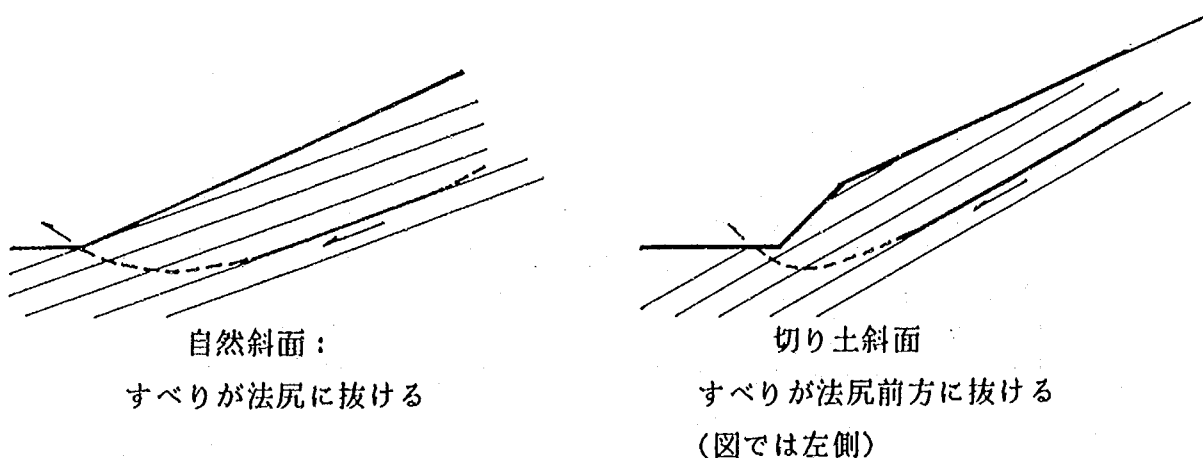
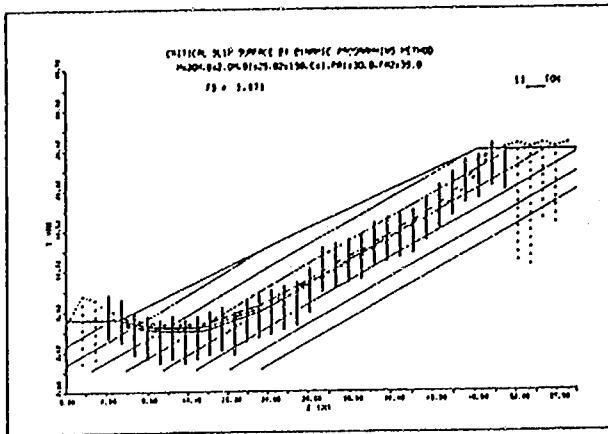
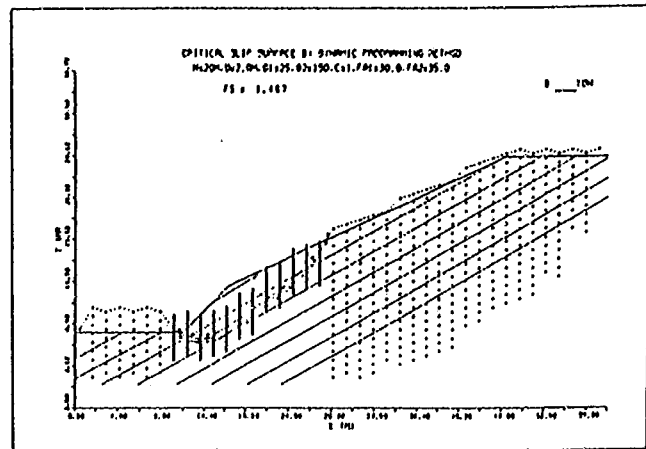


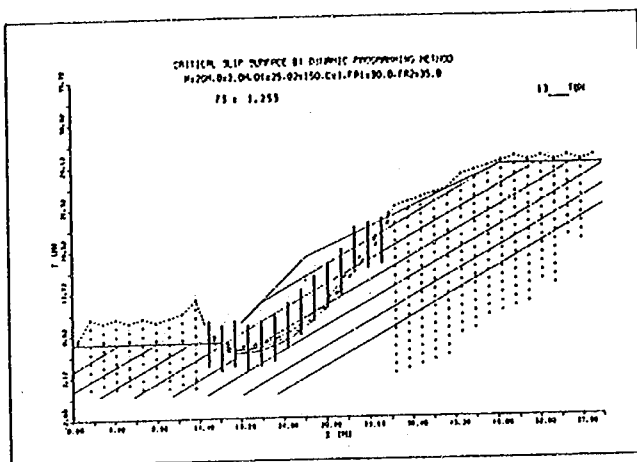
図 3.1.69 CUT1時
すべりの法尻部形状比較



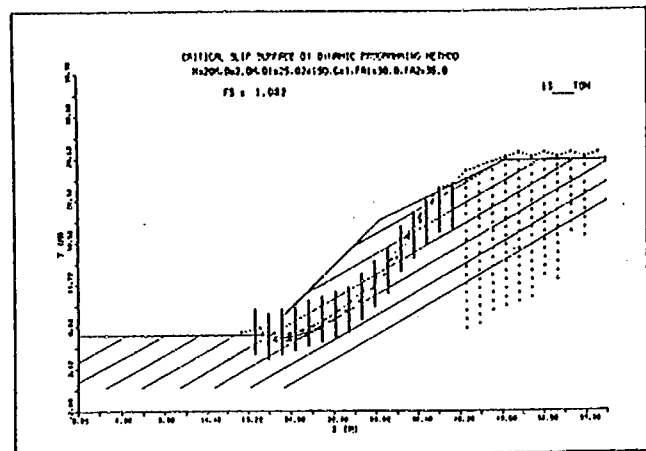
No Cut



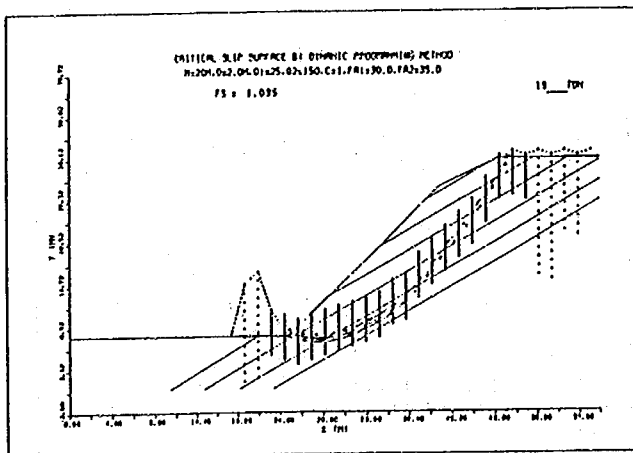
CUT1



CUT2



CUT3



CUT4

図 3.1.70 切り土に伴うすべり面形の変化
(自然斜面～CUT4まで)

(e)-3. 互層パターンを逆転した場合

切り土を想定した互層斜面について、土質強度が逆のパターンとなった場合を想定して安定解析を行った。

互層パターン2で安定解析を行った結果、地層の傾斜変化に伴う安全率の変化は、互層パターン1と逆の変位をすることが判明した（図 3.1.72, 図 3.1.73 参照）。そして、各CUTケースで両パターンの値の平均をとれば、地層の傾斜 θ_2 の変化での安全率（ F_s ）の変化は小さくなる。この現象は先の項でも述べたように、値を平均化することが地層厚さが生み出す不均質性を打ち消す結果となり、言うなれば方向性を持った均質化された斜面の安定性を表すと考えることができるからである（図 3.1.74, 図 3.1.75 参 照）。

今回の計算ケースは θ_2 の変化間隔が 30° ピッチであったため、流れ盤構造時の安全極端に低下するような現象は認められていない。

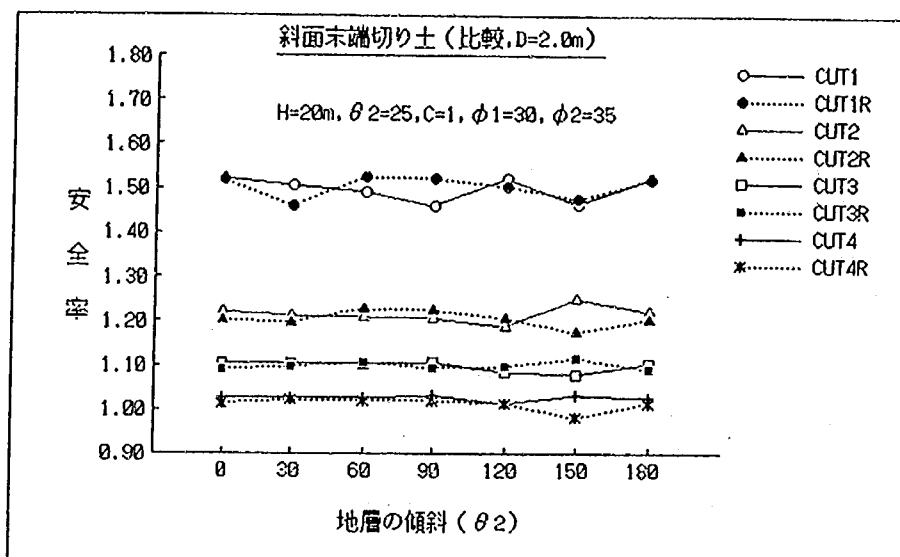


図 3.1.72 $D=2.0m$

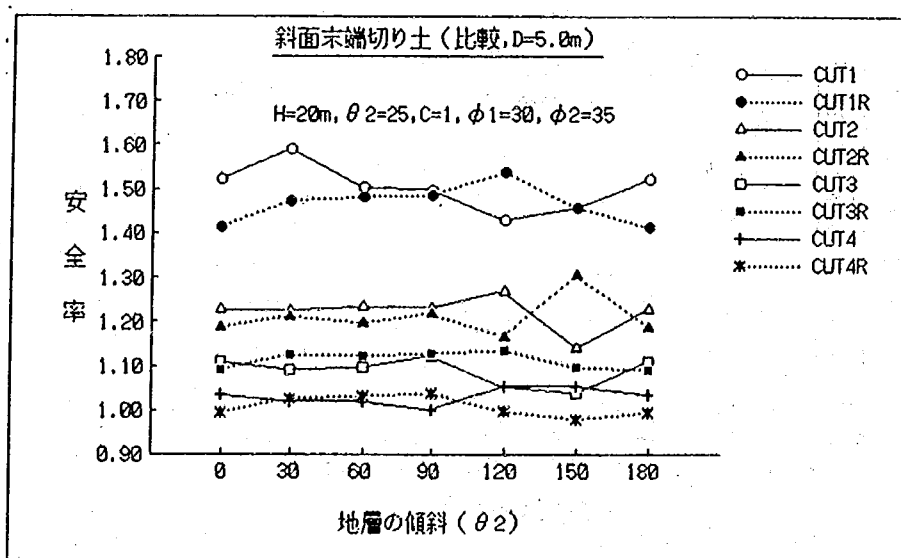


図 3.1.73, $D=5.0m$

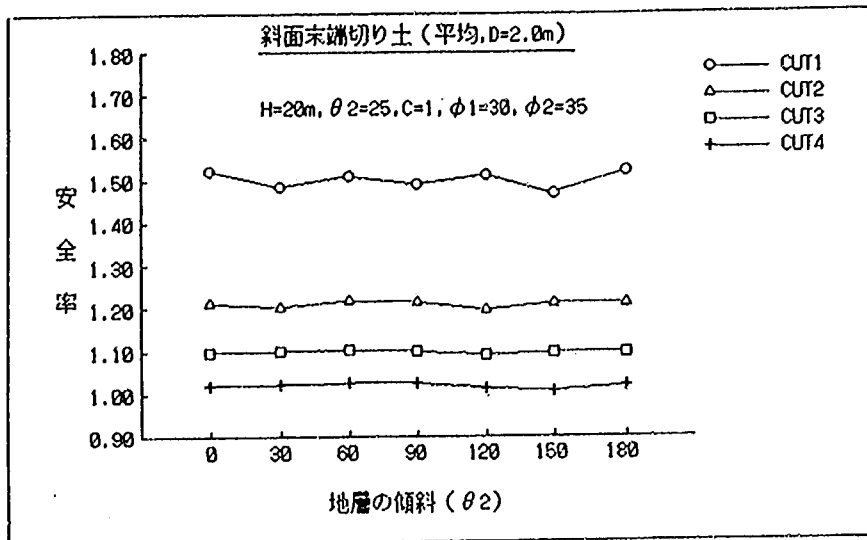


図 3.1.74, $D=2.0m$, 平均値

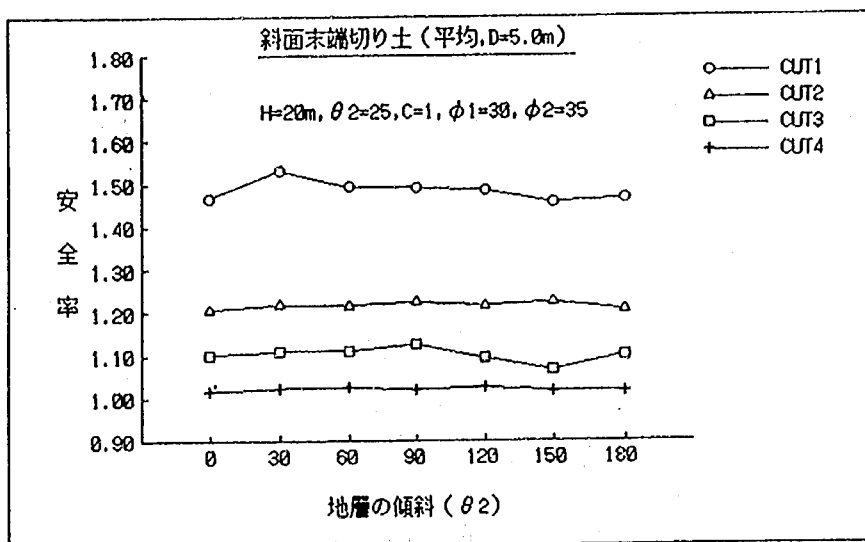


図 3.1.75, $D=5.0m$, 平均値

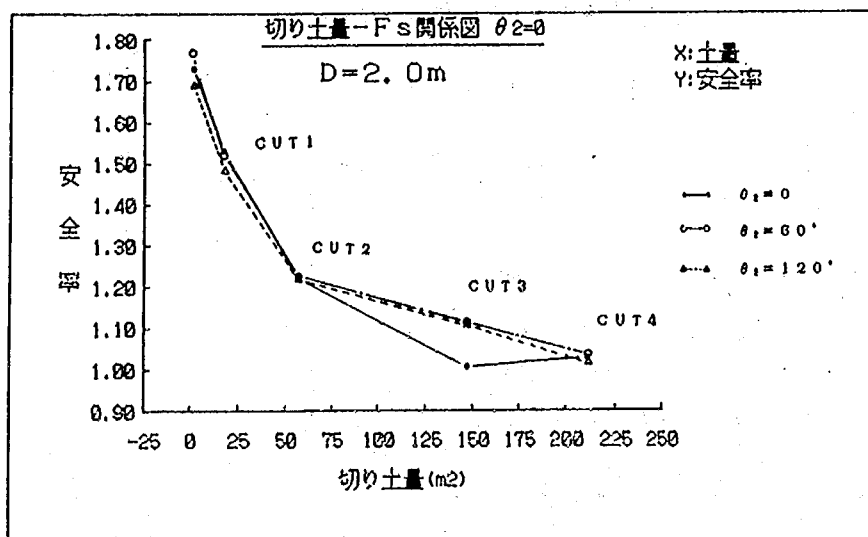


図 3.1.76, 切り土量-安全率関係図
(パターンの平均値)

(f) . 流れ盤構造における安定度及び地すべり形状の比較

流れ盤構造の中でも地層の傾斜が斜面の傾斜に近い場合に斜面の安定性が最も低下すると考えられている。そこで、先に想定した3種類の地質帯(①. 新第三紀層, ②. 中・古生層, ③. 岩盤〜風化岩)について図 3.1.77 に示す地質構造の臨界すべりがどのような安全率・すべり面形を持つかという点に注目して検討した。なお、比較検討は $H=20m$, $\theta_1=25^\circ$ のケースで行った。

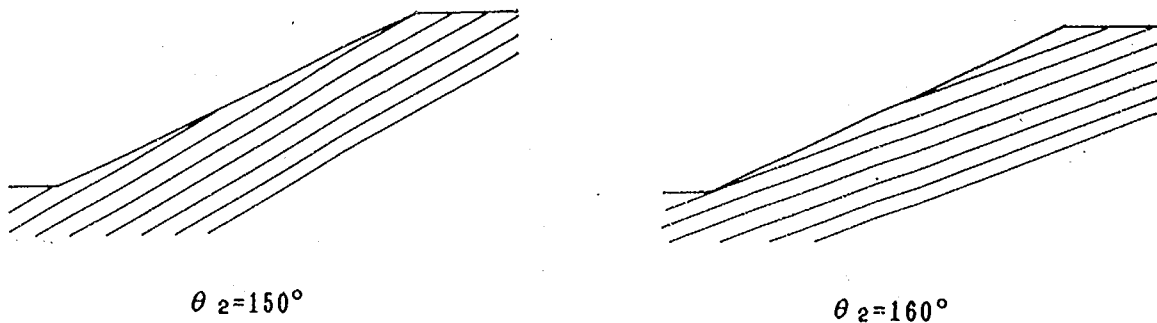
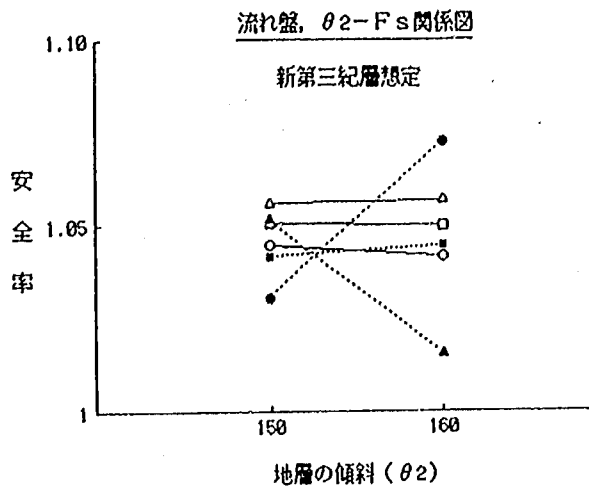


図 3.1.77 比較・検討斜面

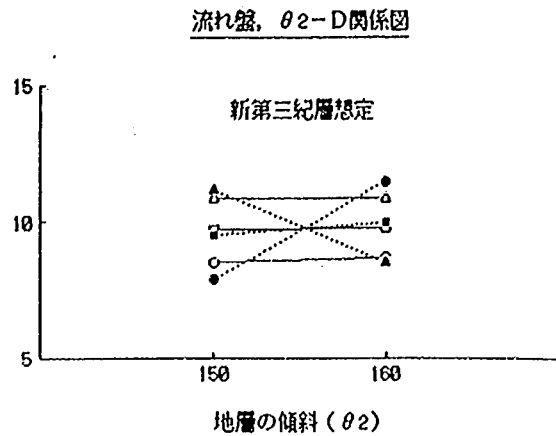
図 3.1.78～図 3.1.80に $\theta_2=150^\circ$, $\theta_2=160^\circ$ での安全率 (F_s) 、最大すべり層厚 (D) について関係を取りまとめた。

全般に、地層の間隔が小さい斜面のケースは $\theta_2=150^\circ$, $\theta_2=160^\circ$ の安全率はほぼ等しくなる。しかし、地層の間隔が広い場合は安全率の変動が大きい。また、すべりの層厚も地層間隔を小さくすればほぼ同じ値に近づき、大きくとれば斜面の不均質性が強まり値はばらつく。

$\theta_2=150^\circ$, $\theta_2=160^\circ$ のケースで形成する代表的な臨界すべり面を図 3.1.81に示す。この結果、 $\theta_2=150^\circ$ のケースは斜面末端で層厚が厚くなり、 $\theta_2=160^\circ$ のケースはこの逆で、すべり頭部で層厚が厚くなることが判明した。

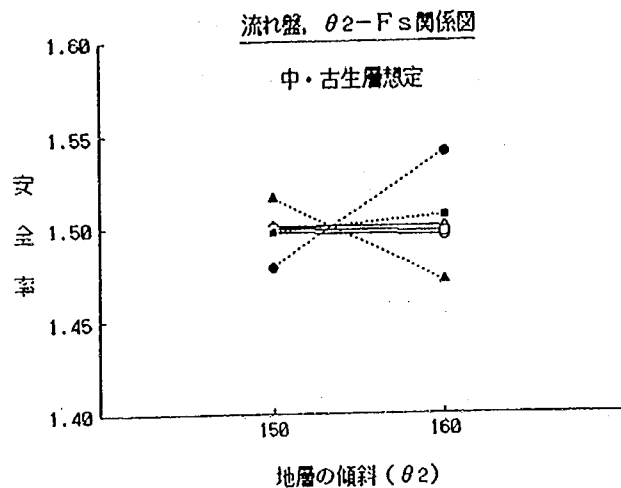


(a). θ_2 -Fs 関係図

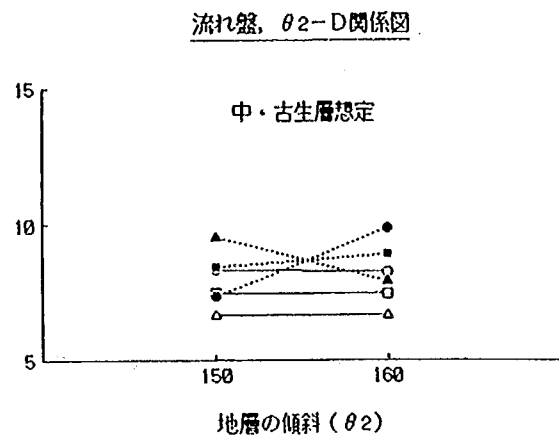


(b). θ_2 -D 関係図

図 3.1.78 新第三紀層想定 ($H=20\text{m}$, $\theta_2=25^\circ$)

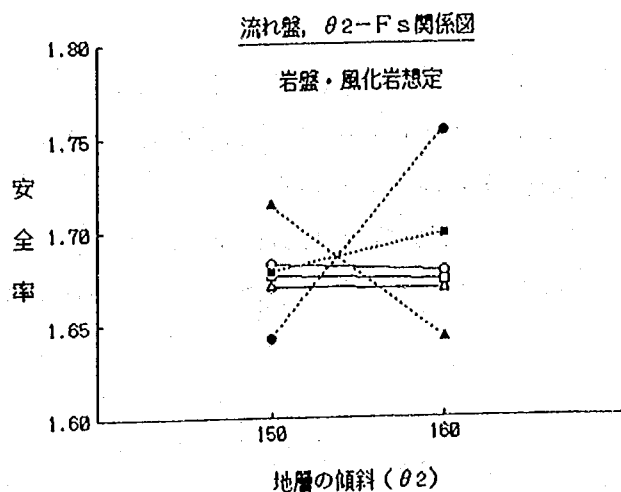


(a). θ_2 -Fs 関係図

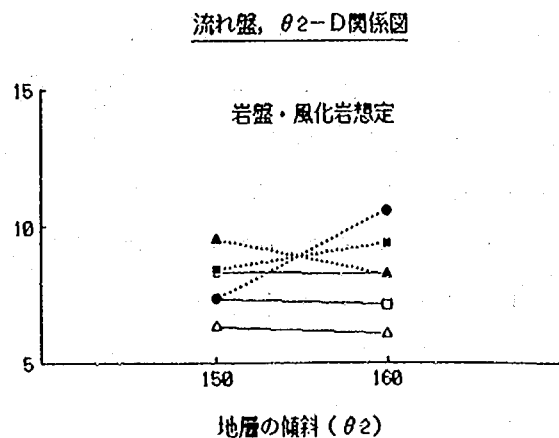


(b). θ_2 -D 関係図

図 3.1.79 中・古生層想定 ($H=20\text{m}$, $\theta_2=25^\circ$)



(a). θ_2 -Fs 関係図

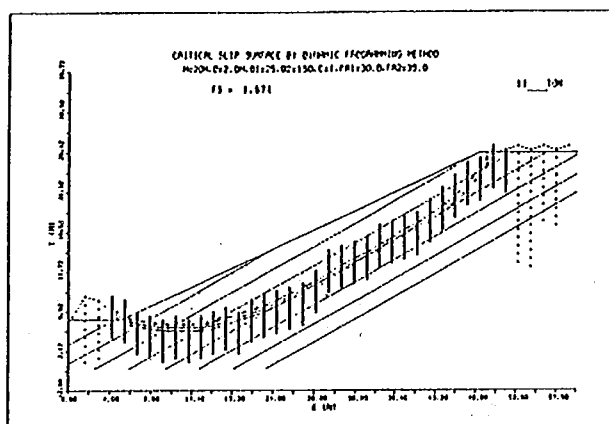


(b). θ_2 -D 関係図

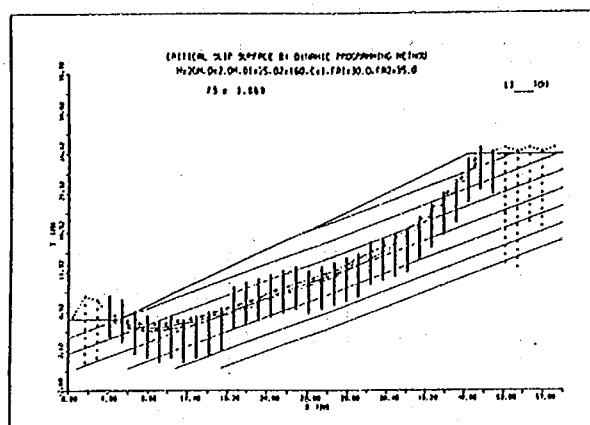
図 3.1.80 岩盤～風化岩想定 ($H=20\text{m}$, $\theta_2=25^\circ$)

ただし、

- D=2.0m, 互層パターン 1
- △—— D=2.0m, 互層パターン 2
- D=2.0m, 互層パターン 1, 2 の平均
- D=5.0m, 互層パターン 1
- ▲..... D=5.0m, 互層パターン 2
- D=5.0m, 互層パターン 1, 2 の平均



(a). $\theta_2 = 150^\circ$



(b). $\theta_2 = 160^\circ$

図 3.1.81 $\theta_2 = 150^\circ, 160^\circ$ における
臨界すべりの形状

3. 2 地すべり事例解析

3. 1 項は地すべりを起こし易い地質構造に注目して、地すべりの発生メカニズムを解明する目的で行ったモデル斜面解析結果について述べたものである。しかし臨界すべり解析本来の目的は、ある地形・地質（土質）状態にある斜面が現在どのような安定状態にあり、外的作用（切り土や盛り土又は降雨）に対し斜面の安定性がどのように変化するかという問題を予測することにある。そこで、実際に道路土工に伴って発生した地すべりの事例を用いて臨界すべり解析を行い、実際のすべりとの比較を試みた。

本来、こういった多くの地すべり事例を地形・地質条件別に区分けして統計処理を行えば地すべりの最終目標である地すべり発生の予知・予測という問題の解決に近ずけるはずである。しかし、今回は臨界すべり解析を行うのに必要な地形・地質条件の整った事例が少なかったため、条件のはっきりした数例について解析事例を挙げるにとどめる。

事例解析を行った地区は表 3.2.1 に示す 4 地区である。

事例NO.	地区名	基盤を構成する地質	地すべり発生の誘因	計算に使用した土質強度 (C、 ϕ)	地すべり地形 (有)、(無)
①	E地区	泥質片岩	斜面末端の切土	簡便法で求めた逆算値	(有)
②	K地区	粘板岩	//		(有)
③	A地区	泥質片岩	//		(有)
④	N地区	砂岩、泥岩互層	//		(有?)

表 3.2.1 事例解析地区一覧表

○ 事 例 1

地 区 名 : E地区

地 質 : 泥質片岩

土質強度 : $C=1.05t/m^2$, $\phi=24.7$

(1) . 地すべり発生経緯

県道の拡幅工事のため斜面の末端を切り土したところ（擁壁のための切り土後）しばらくして長さ90m、幅50mの地すべりが発生した。この地すべりは斜面末端部で発生した崩壊性の地すべり（一次すべり）に端を発し、一次すべりに引きずられるようにしてすべりが後背斜面に波及したものである（二次すべり、三次すべりの発生）。

(2) . 解析結果

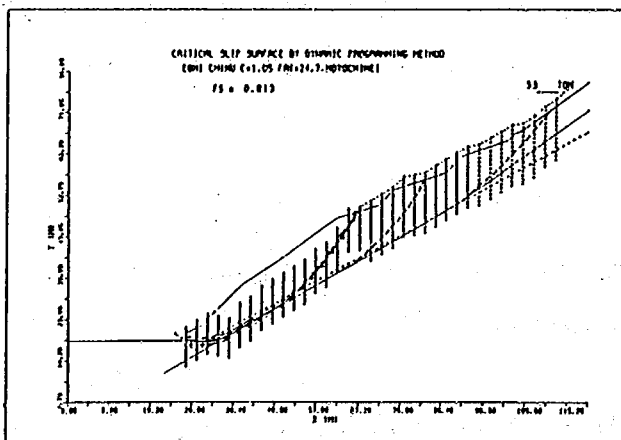
切り土前 : 切り土前の 原地形による解析結果と一次すべりがほぼ一致する（図 3.2.1参照）。

切り土後 : 切り土後の臨界すべりは実際のすべりと比較して小さい形状を示す（図 3.2.2参照）

切り土後 : 当ケースは、解析に際して一次すべりの頭部と末端を固定して臨界すべりを求めたものである。実際のすべりとほぼ同じ形状を示す（図 3.2.3参照）。

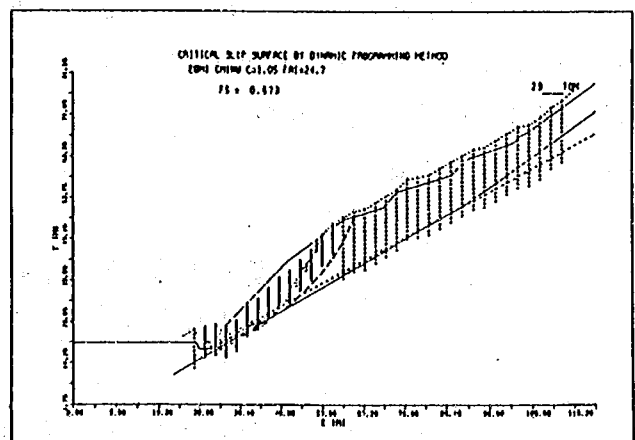
切り土後 : 一次すべり崩壊後の後背斜面の影響について検討した。その結果一次すべり崩壊後の地形で形成される臨界すべり面は二次すべりとほぼ一致するものであった。しかし、さらに上方の三次すべりは現れない（図 3.2.4参照）。

臨界すべり解析によって得られたすべりの安全率は、簡便法と比較して小さい値をとる。



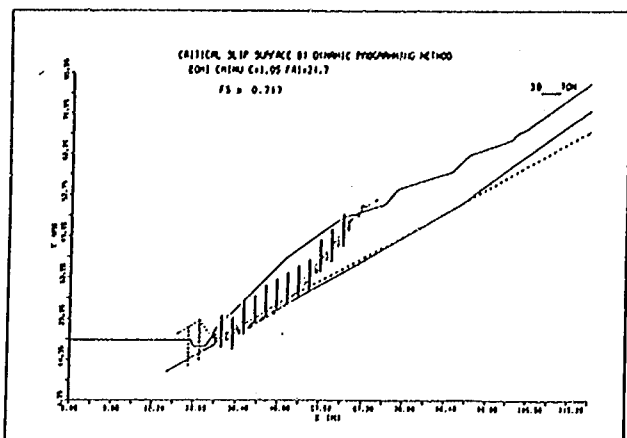
切り土前、実線：計算で予測されるすべり面
破線：実際に発生したすべり面

図 3.2.1



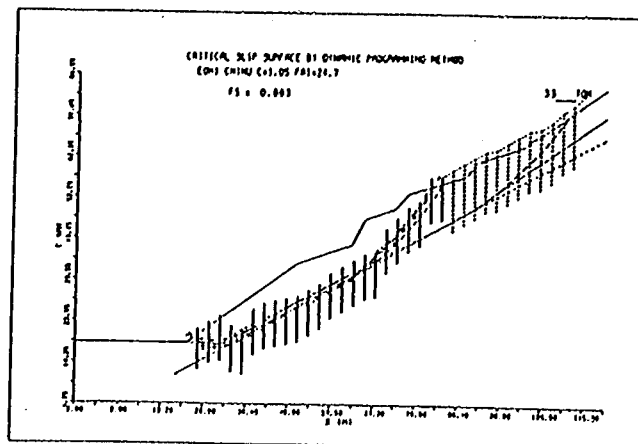
切り土後、実線：計算で予測したすべり面
破線：実際に発生したすべり面

図 3.2.2



切り土後、地すべりの頭部と末端部を固定した場合
実際のすべりとほぼ一致する。

図 3.2.3



崩落後、1次すべり崩落後に生じた2次、3次すべり
実線：計算で予測したすべり
破線：実際に生じた2次、3次すべり

図 3.2.4

○ 事 例 2

地 区 名：K地区

地 質：粘板岩（崩積度～風化岩すべり）

土質 強度： $C=1.5\text{ t/m}^2$, $\phi=22.8^\circ$

（1）．地すべり発生の経緯

町道の拡幅工事のため斜面の末端を切り土した。切り土後しばらくの間変状は認められなかったが、その後の降雨によって切り土法面に変位が生じた。変状は、頭部の滑落（ $H=30\text{ cm}\sim 40\text{ cm}$ ）、末端（道路面）の隆起を伴うものであった。

（2）．解析結果

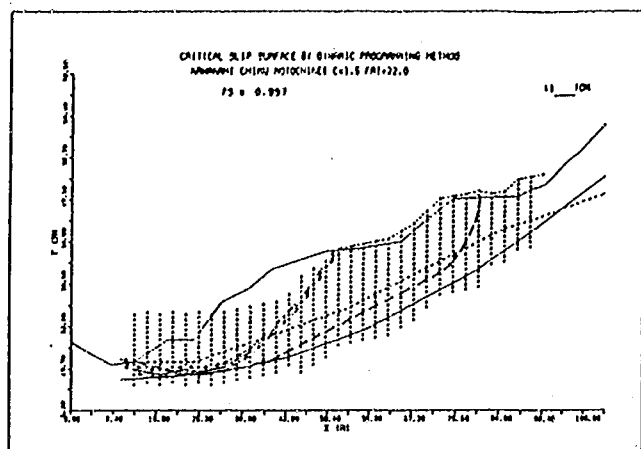
切り土前 切り土前の原地形による解析で得られたすべりりは実際に発生したすべりより小さい形状となった（図3.2.5参照）。

切り土前 地すべりの末端と頭部を固定して解析した結果すべりの形状は実際の形状とほぼ同じ形状となった（図3.2.6参照）。

切り土後 実際に発生した地すべりより小さいすべり形状となる（図 3.2.7参照）。

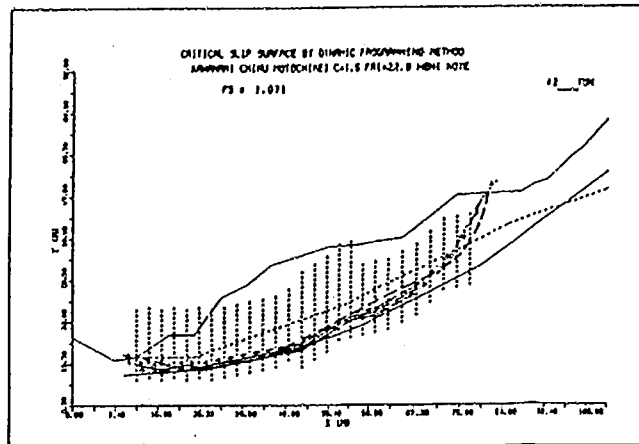
切り土後 実際のすべりとほぼ同じ形状の臨界すべりが得られる（図 3.2.8参照）。

臨界すべり解析によって得られたすべりの安全率は、簡便法と比較してほぼ同じ値をとる。



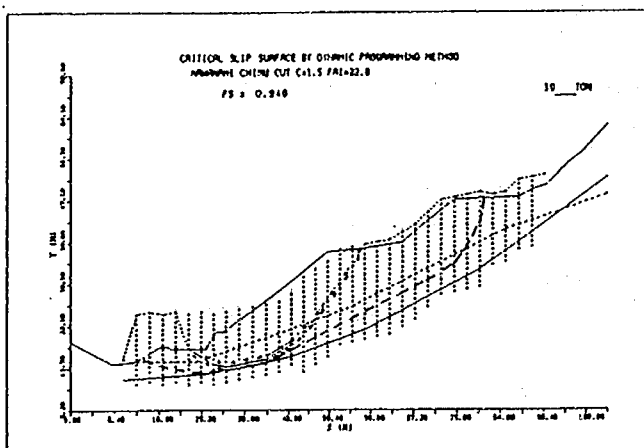
切り土前，頭部，末端部を固定
実線：計算で予測したすべり
破線：実際に発生したすべり

図 3.2.5



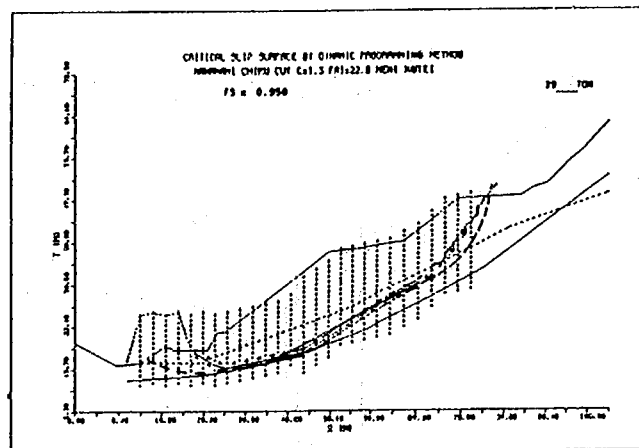
切り土前，実線：計算で予測したすべり
破線：実際に発生したすべり

図 3.2.6



切り土後，実線：計算で予測したすべり
破線：実際に発生したすべり

図 3.2.7



切り土後，頭部，~~末端部~~を固定
実線：計算で予測したすべり
破線：実際に発生したすべり

図 3.2.8

○ 事例 3

地区名：A地区

地質：粘板岩（崩積土すべり）

土質 強度 : $C=1.0\text{ t/m}^2$, $\phi=18.78^\circ$

(1) . 地すべり発生経緯

道路の拡幅工事に伴って斜面の末端をわずかに切り土した。しばらくの間変状は認められなかったが、ブロック積壁施工後の降雨が引金となって小規模な地すべりが発生した。頭部には高さ1.0mの滑落崖が生じ、末端ではブロック積壁が破損した。地すべりの規模は長さ30m, 幅40mの比較的小規模なすべりであった。

(2) . 解析結果

切り土後 : 臨界すべり面は実際に発生した地すべりに比べさらに小さい形状となった(図 3.2.9 参照)。

切り土後 : 地すべり頭部・末端部を固定したケースは、実際のすべり形状とほぼ一致するものであった(図 3.2.10 参照)。

地すべり頭部と末端部を固定して行った計算結果は簡便法で得られる安全率とほぼ一致するものであった。

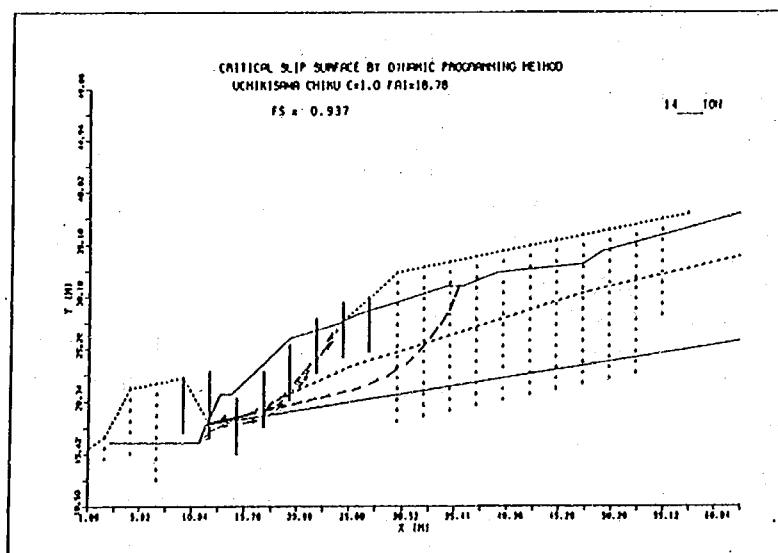


図 3.2.9

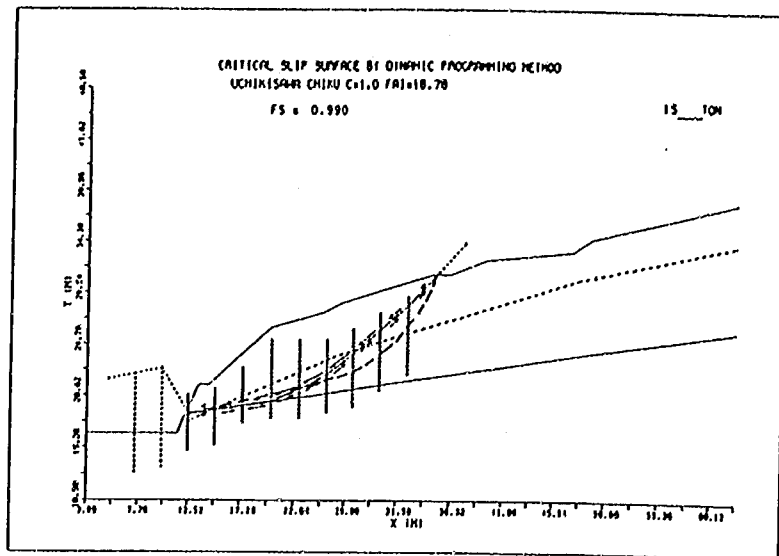


図 3.2.10

○ 事 例 4

地 区 名 : N地区

地 質 : 砂岩・泥岩互層（風化岩～崩積土すべり）

（１）．地すべり発生の経緯

道路土工に伴い図中の部を切り土した。切り土後しばらく変状は認められなかったが、2年ほど経過して地すべり頭部の建物に変状が現れた。ただ当地すべりは切り土の施工からかなりの時間が経過しており、地すべりと切り土の因果関係は不明の点も多い。地すべりの規模は長さ約200m, 幅約300m, 厚さ約300mの大規模なすべりであった。

（２）．解析結果

切り土後 : 任意の探索点で解析を行った。実際のすべりと比較してすべり層厚がやや厚めとなる。すべり頭部・末端部は実際のすべりとほぼ一致する（図 3.2.11 参照）。

切り土後 : 地すべり頭部と末端部を実際のすべり位置に固定し解析を行った。すべりの形状は図 3.2.11 とほぼ同じであった (図 3.1.12 参照)

切り土後 : 基盤 (不動層) を想定して任意の探索点で安定解析を行った (図 3.1.13。参照)。

切り土後 : 基盤を想定し、さらにすべり頭部及び末端を固定し、解析を行った。すべり形状は実際のすべり形状とほぼ一致した (図 3.1.14 参照)。

安全率は簡便法の与える値より小さな値を示す。

FS = 0.825

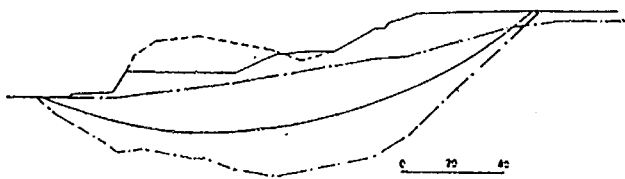


図 3.2.11

任意の探索点で解析

FS = 0.825

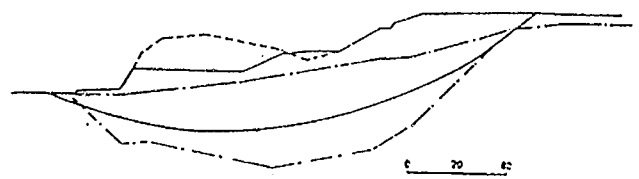


図 3.2.12

すべりの頭部と末端を固定

FS = 0.860

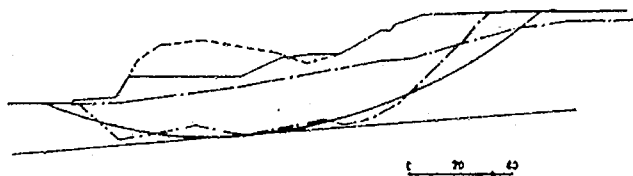


図 3.2.13

実際のすべりを基に基盤を設定

FS = 0.877

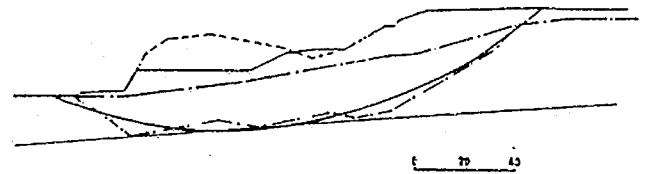


図 3.2.14

基盤設定後、すべりの頭部と末端を固定後解析

4. 解析結果のまとめ

本研究で行った臨界すべり面化解析結果について以下に簡単に取りまとめた。

1. 均質斜面モデル

- (1). 同じ斜面高さ、同じ土質強度を有する斜面は緩傾斜の斜面ほど安定性が高い。
- (2). 粘着力(C)の大きな斜面ほど臨界すべり層厚が厚くなり、逆に小さければ薄い臨界すべりを形成する。
- (3). ある土質強度条件で形成される臨界すべりのすべり層厚は、粘着力の(C)項の影響が内部摩擦角(ϕ)の項に比べ大きい。
- (4). 斜面高さ $H=20\text{m}\sim 80\text{m}$, 斜面の傾斜(θ_1)= $25^\circ, 30^\circ, 35^\circ$ について、 $F_s = 1.0$ の臨界すべりを与える $C - \tan \phi$ 関係図がそれぞれ得られた。
- (5). 粘着力(C)の小さい斜面の末端部の切り土は、粘着力の大きな場合の斜面に比べて大きな安定の低下を招く。

2. 貫入岩想定モデル

- (1). 貫入岩想定モデルで形成する臨界すべりの安全率は、均質な斜面で形成する臨界すべりと比較してやや大きな値をとる(つまり安定である)。しかし、当モデルは貫入岩が与える化学的、物理的影響は考慮していない。

3. 二層構造モデル

- (1). 移動層を $D = 5.0\text{m}$ 以内で変化させると安全率が大きく変化する。例えばば同じ土質強度、地形条件の斜面で移動層の厚さが 2m から 5m に変化(厚くなる)した場合、安全率が $0.3\sim 0.4$ 低下する
- (2). 二層構造の斜面で形成する臨界すべり面は、移動層の深さに強く影響される。移動層の薄い斜面はすべり面形が複合すべりに近い形状となり、逆に、移動層がある深度より深くなると均質斜面で形成する臨界すべりと同じ形状となる。

4. 互層構造モデル

- (1). 地形・地質条件及び土質強度が一定の場合、斜面高さが高くなるほど形成する臨界すべりの安全率は低下する。安全率の低下度は $H=20\text{m}$ の時を $F_s=1.0$ とした場合に $H=40\text{m}$ で $F_s=0.84\sim 0.88$ となり、 $H=60\text{m}$ で $F_s=0.81\sim 0.83$ である。
- (2). 地層の傾斜が流れ盤となる場合は地形条件にほとんど影響されず臨界すべりの安全率は低下する。この時の安全率の低下度は受け盤構造時を $F_s=1.0$ とした場合に $F_s=0.91\sim 0.98$ となり、 $2.0\sim 10.0\%$ 程度低い値を示す。
- (3). 互層構造で形成する臨界すべりの最大層厚は地層の傾斜にあまり影響を受けず、土質強度や

地層の厚さに強い影響を受ける。一般に土質強度の小さい互層斜面ほど深い臨界すべりを形成し、岩盤～風化岩のような土質強度の大きな斜面になるほど臨界すべりの層厚は薄くなる。

- (4). 互層構造で形成する臨界すべりの形状は、受け盤構造斜面で円形～対数螺旋、流れ盤構造斜面で複合すべりに近い形状をとる
- (5). 互層構造の斜面は斜面の傾斜とほぼ同じ傾斜の地質構造をとる場合（流れ盤）に最小の安全率となる。（たとえば斜面の傾斜 $\theta_1=25^\circ$ のケースでは $\theta_2=150^\circ$ or $\theta_2=160^\circ$ ）。 $\theta_2=150^\circ$ の地層傾斜で形成する臨界すべりはすべり末端で層厚が厚くなり、 $\theta_2=160^\circ$ の地層傾斜で形成する臨界すべりはすべり頭部で層厚が厚くなる形状を示す。
- (6). 斜面末端で切り土することで斜面の持つ安定性は大きく低下する。
- (7). 切り土によって生じる臨界すべりは、切り土の量や地質構造によって変化する。すなわち、切り土量が少ないと長大なすべり（切り土しない斜面で得られるすべりとほぼ同じ規模）を形成し、切り土量が増えると小さい臨界すべりを形成する（図 4.1.1 参照）。また、長大なすべりの場合はすべりの末端で隆起を伴う形状を示す場合がある。

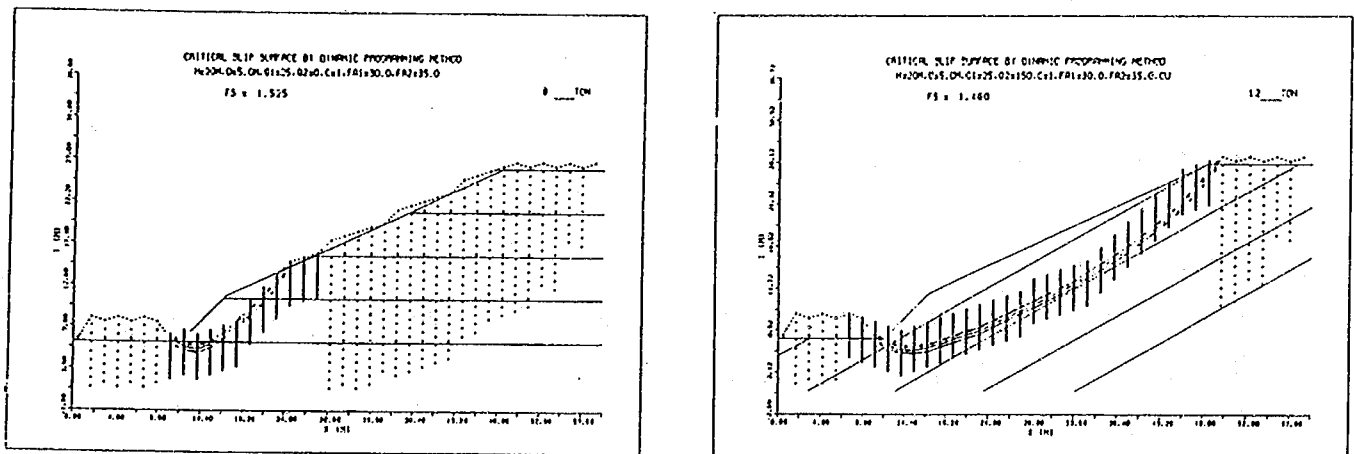


図 4.1.1 切り土で形成する臨界すべり面形

5. 事例解析

- (1). 臨界すべり面解析から得られるすべり面は実際のすべりと比較して安全率が小さく、かつ小規模のすべりを与える。
- (2). 地質構造と土質強度条件、地すべり頭部、末端部の変位条件を与えて解析を行うと結果は実際のすべり面形とほぼ一致する。

5. あ と が き

地すべりを起こしやすい地質構造に対してモデル斜面を設定し臨界すべり解析を行い、各々の地質構造の持つ安定特性やすべり形状について検討した。その結果、従来から言われていたような地質構造の安定性について肯定する結論を得た場合もあり、逆に否定的な結果も得られた。この中でも互層構造斜面で従来から言われていた「流れ盤構造斜面」は安定性が低い」という考えを肯定する結論を得ることができた。さらに「受け盤構造」に対して安定性が2～10%程度低いことも明かとなった。また、事例解析結果では、実際の地すべり事例を用いて臨界すべり面解析を行い比較検討を行った。その結果正確な地形・地質・変位条件を与えれば実際のすべりとほぼ同じ臨界すべりが得られることが判明した。

モデル斜面による検討は斜面の安定性を議論する上で基礎的でかつ重要な問題である。しかし、土工（主に切り土工）という問題にテーマを絞った場合、最終的な目標は斜面を切り土した場合の斜面の安定性の評価にある。そのためには臨界すべり面解析法が実際の地すべり事例と比較して真に正しいすべりを与えるかどうかを検証する必要がある。今回は臨界すべり解析に必用な条件の整った事例が少ないという事情もあり、本解析法の適・否について検証することはできなかったが、条件さえ正確に与えれば実際に近いすべりを得ることが可能なはずである。

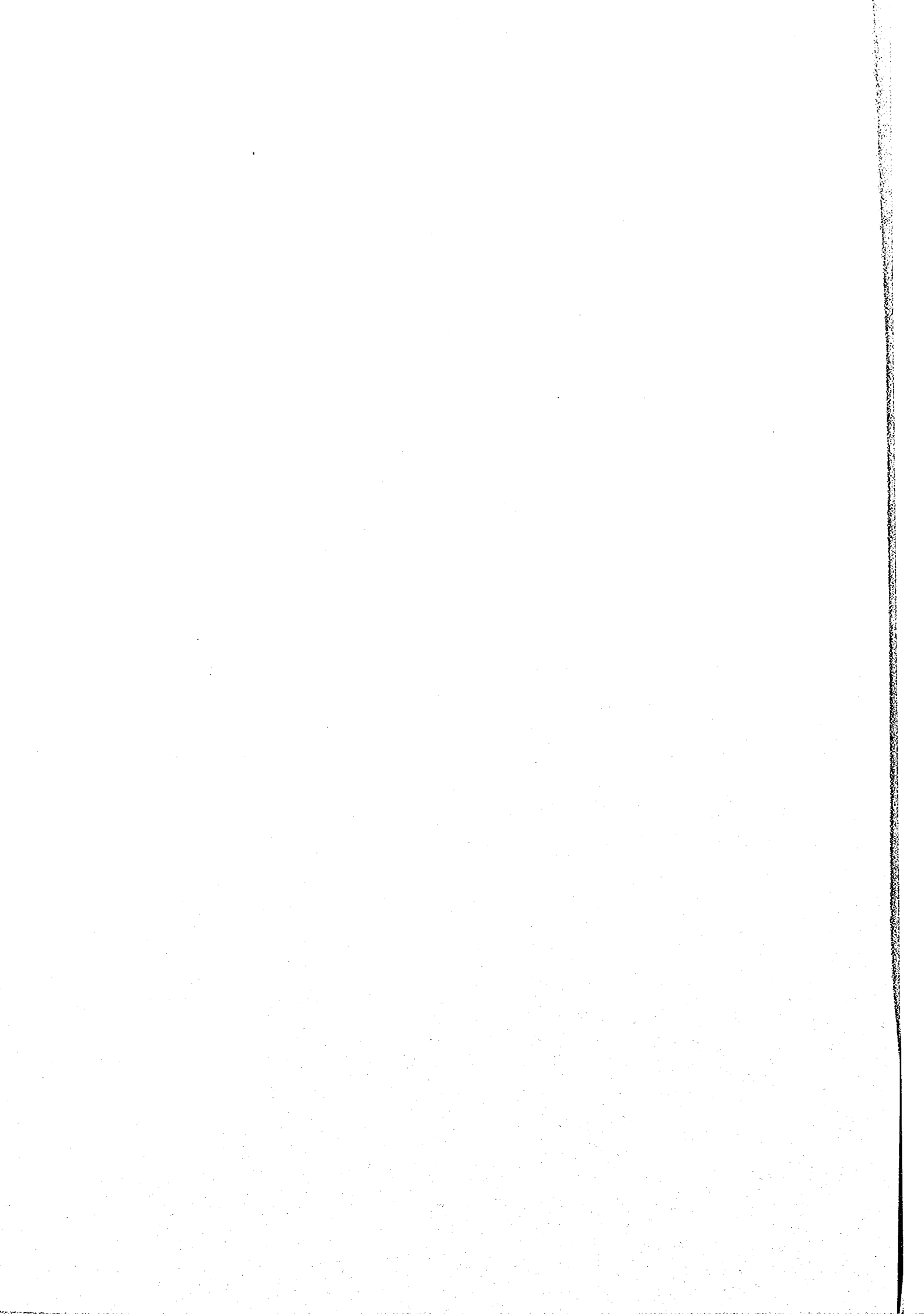
今後は当解析手法を用いて多くの事例解析を行う必用性ととも、斜面の安定に大きな影響を持つ土質強度（ C , ϕ ）の決定法や地盤状況を正確に知ることの可能な地盤探査法などについて開発、検討を行っていく必要があるのではないかと考える。

< 参考・引用文献 >

- 1) . 建設省土木研究所地すべり研究室 : 「地すべり実態統計(その2)」, 土木研究所資料第1121号, 1976年
- 2) . 日本道路公団 : 「地すべり地形の安定度評価に関する研究」報告書, 1984年
- 3) . 建設省土木研究所地すべり研究室 : 「既往地すべり実態統計」, 土木研究所資料第2241号, 1985年
- 4) . 日本道路公団 : 「地すべり地形の安定度評価に関する研究」報告書, 1985年
- 5) . 建設省土木研究所地すべり研究室 : 「動的計画法を用いた臨界すべり面解析法」, 土木研究所資料第2425号, 1987年
- 6) . 建設省土木研究所地すべり研究室 : 「極限平衡法による斜面安定計算式の比較と応用」, 土木研究所資料第2805号, 1989年
- 7) . 藤原明敏 : 「地すべりの解析と防止対策」, 理工図書, 1979年
- 8) . 建設省河川局砂防部傾斜地保全課, 土木研究所 : 「地すべり面の土質定数の決定手法に関する研究」, 第42回建設省技術研究会, 1989年
- 9) . 渡 正亮・小橋澄治 : 「地すべり・斜面崩壊の予知と対策」, 山海堂, 1987年

巻 末 資 料

- 1) . 道路土工に伴い発生した地すべりの地形・地質・土質強度統計
- 2) . 臨界すべり面解析プログラム (CSSDP2, CSSDP3) 使用上の注意点
- 3) . モデル解析結果断面図



1) . 道路土工に伴い発生した地すべりの地形・地質・土質強度統計

道路土工（主に切土）に伴い発生する地すべりを予知・予測するには過去に発生した地すべりについてその発生タイプを統計的に処理し考慮しておく必要がある。そこでここでは、今後予知・予測といった問題の意味あいも含めて、その基礎資料なる事例データの収集を行い整理した。資料の収集は、以下の既存資料を参考にした。

(1) 「地すべり実態統計（その2）」

： 土木研究所資料第2241号，昭和51年2月，土木研究所
地すべり研究室

(2) . 「地すべり地形の安定度評価に関する研究」報告書

： 昭和59年3月，日本道路公団

(3) . 「既往地すべり災害実態調査」

： 土木研究所資料第2241号，昭和60年6月，土木研究所
地すべり研究室

(4) . 「地すべり地形の安定度評価に関する研究」報告書

： 昭和60年2月，日本道路公団

収集したデータは図－1～図－53に取りまとめ整理した。以下にその結果について簡単に取りまとめた。

- ・ 道路土工に伴い発生する地すべり（以下道路タイプと呼ぶ）は風化岩～岩盤すべりタイプが大半を占める（図－1 参照）
- ・ 道路タイプの地すべりは尾根地形に多く発生し、自然発生タイプの地すべりは谷地形に多く発生する（図－2 参照）。
- ・ 地すべりの断面形状は道路タイプは椅子型が多く、自然発生タイプは層状型が多い（図－3 参照）。
- ・ 基盤の地質は道路タイプ，自然発生タイプともに新第三紀層が多い（図－7 参照）。

- ・ 地質別では、堆積岩に地すべりが多く発生する。その中でも流れ盤構造の斜面に地すべりが多く発生する（図－１１参照）。
- ・ 地すべりの幅はすべてのタイプで５０～１００ｍが最も多い（図－１５参照）。
- ・ 地すべりの長さは５０～１００ｍが最も多い。道路タイプの地すべりは特に多い（図－１６参照）。
- ・ 地すべり深さは１０～２０ｍが多く、自然発生タイプの地すべりはさらに深い地すべりも数多く見られる（図－１７～１８参照）。
- ・ 地すべり長さ－幅関係図を図－１９～２６に示す。道路タイプの地すべりは岩盤～風化岩すべりで比較的よい相関性が認められるが、崩積土～粘性土タイプはやや不明瞭である。災害タイプの地すべりは関係が不明瞭である。
- ・ 地すべり長さ－深さの関係は道路タイプで強い相関が認められる。災害タイプの地すべりはやや不明瞭。特に、道路タイプは災害タイプと比較してすべり長さが短く、長いすべりでも $L = 100 \sim 150$ m 程度である。これに対して、災害タイプは $L = 300$ m を越えるものも数多く存在する（図－２７～４２参照）。
- ・ 一つの地すべり地を大きなせん断試験に見立てた場合の平均垂直応力（ σ ）－せん断力（ τ ）関係を岩盤～風化岩すべりについて求めた。この中で道路タイプの地すべりは相関性が強いことが判明した。図－４５～４８から得られる $C - \phi$ は下表の範囲にほぼおさまる（表－１参照）。

地すべりタイプ		上 限		下 限	
		$C(t/m^2)$	ϕ	$C(t/m^2)$	ϕ
道路 タイプ	新第三紀層	2.0	22.5°	0.3	9.5°
	中・古生層	0.5	39.3°	0.5	14.5°
自然発生 タイプ	新第三紀層	1.5	24.5°	1.0	10.0°
	中・古生層	0.7	27.5°	0.5	22.2°

表－１ 道路－自然発生タイプ土質強度比較表

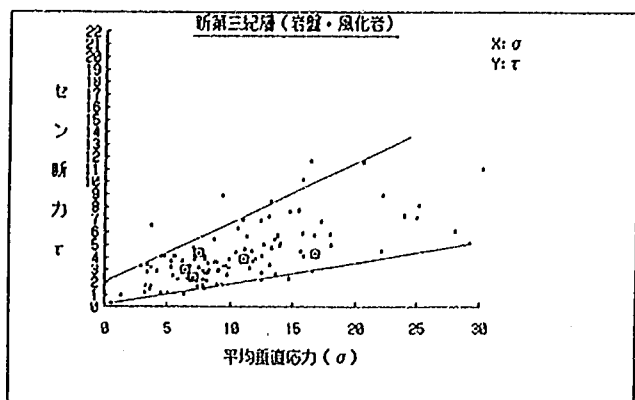


図-45 自然発生タイプ
(新第三紀層)

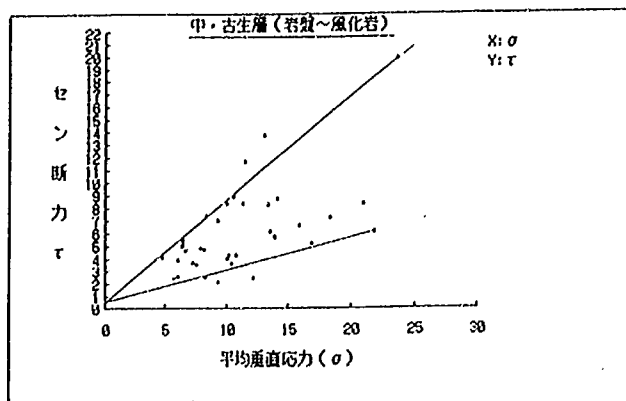


図-46 自然発生タイプ
(中・古生層)

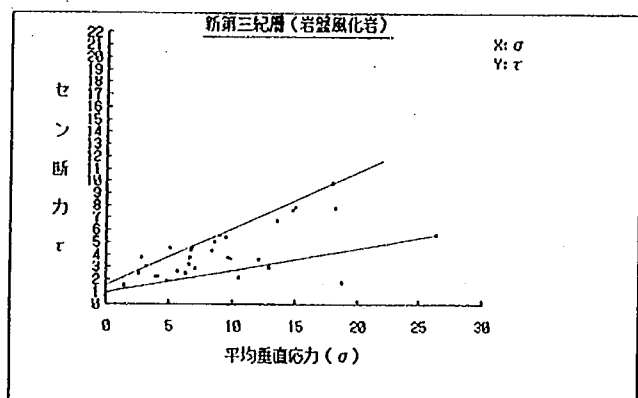


図-47 道路タイプ
(新第三紀層)

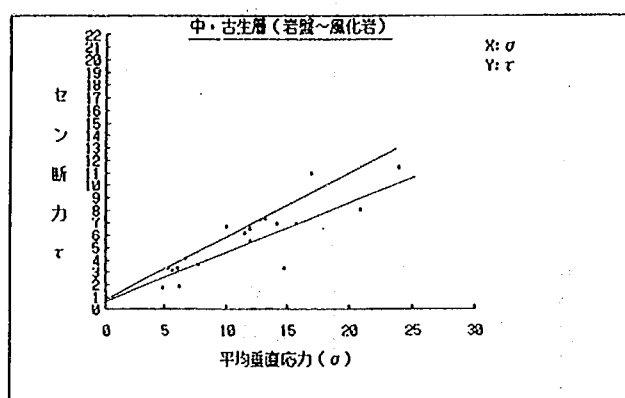


図-48 道路タイプ
(中・古生層)

地すべり地形－地すべりタイプ

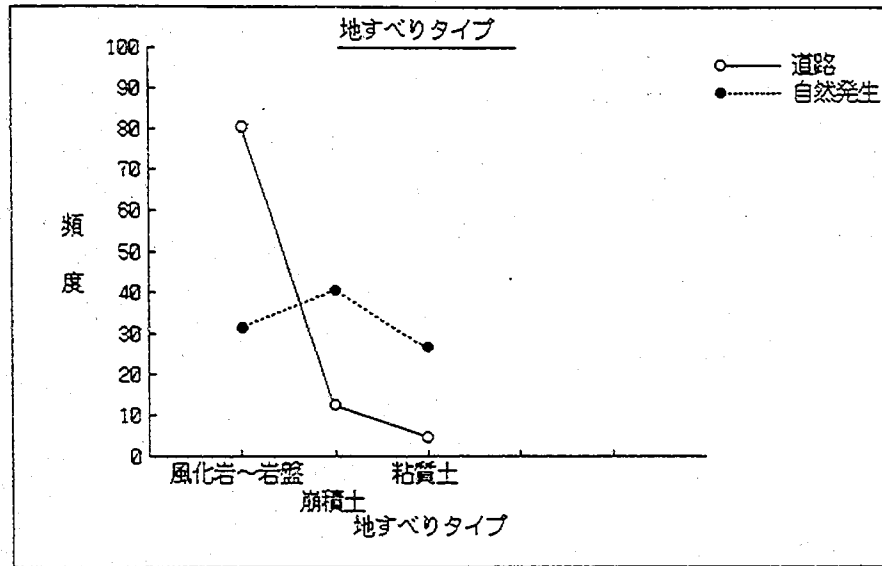


図 - 1

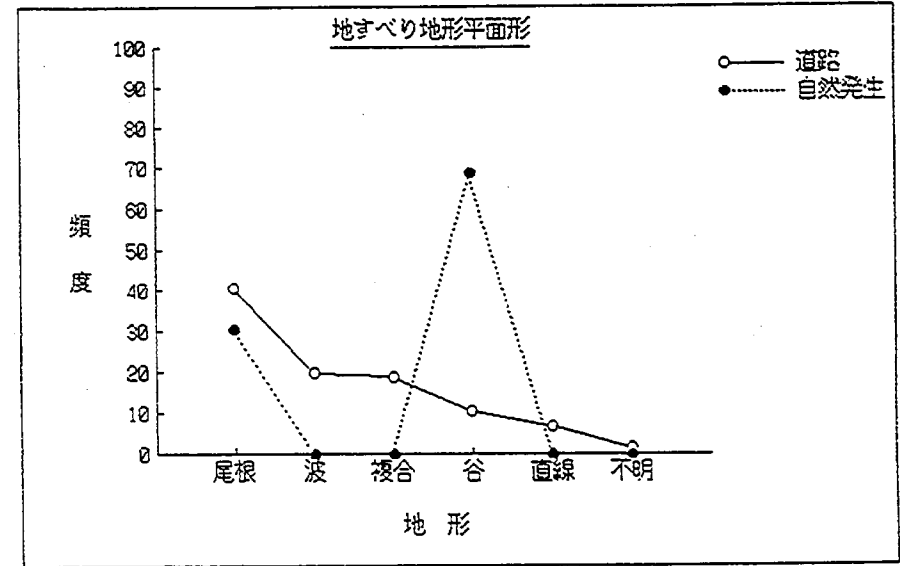


図 - 2

地質と地すべりタイプ

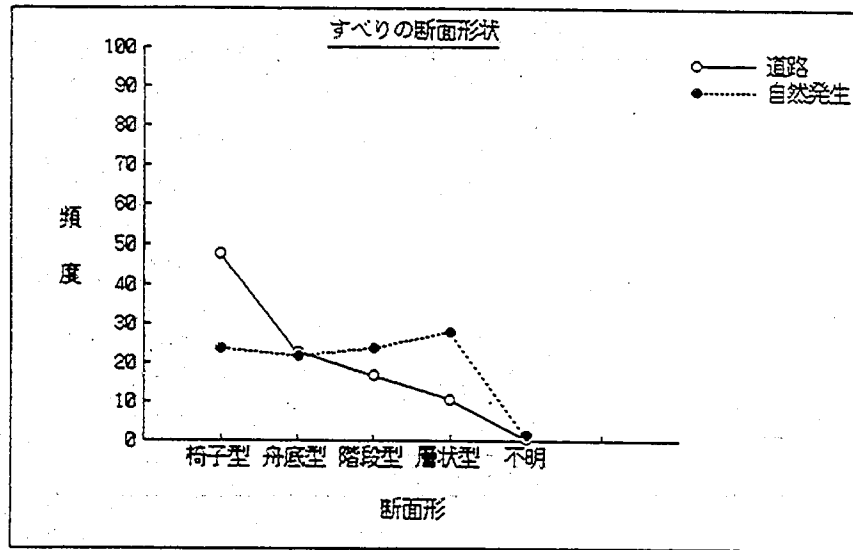


図 - 3

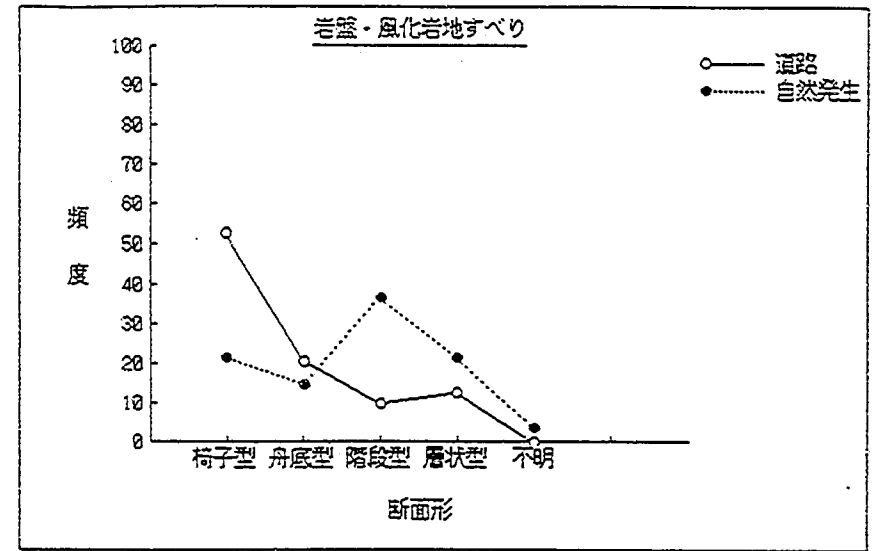


図 - 4

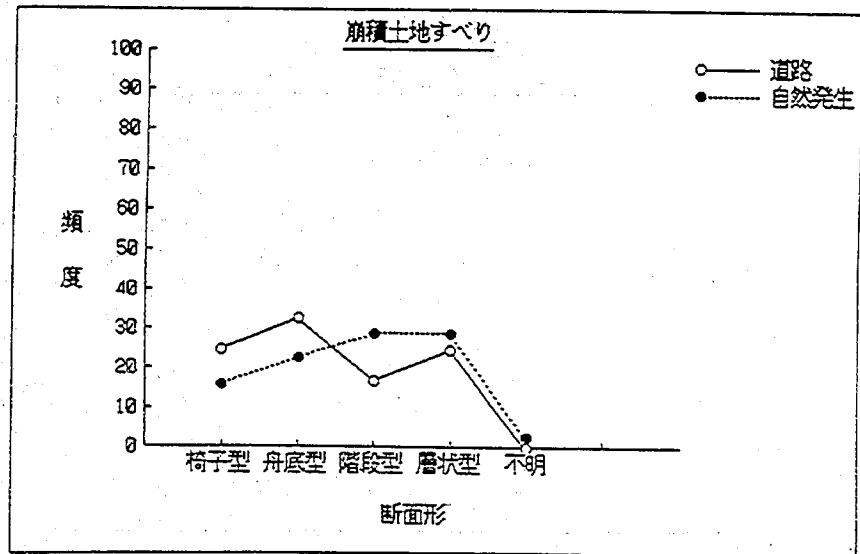


図 - 5

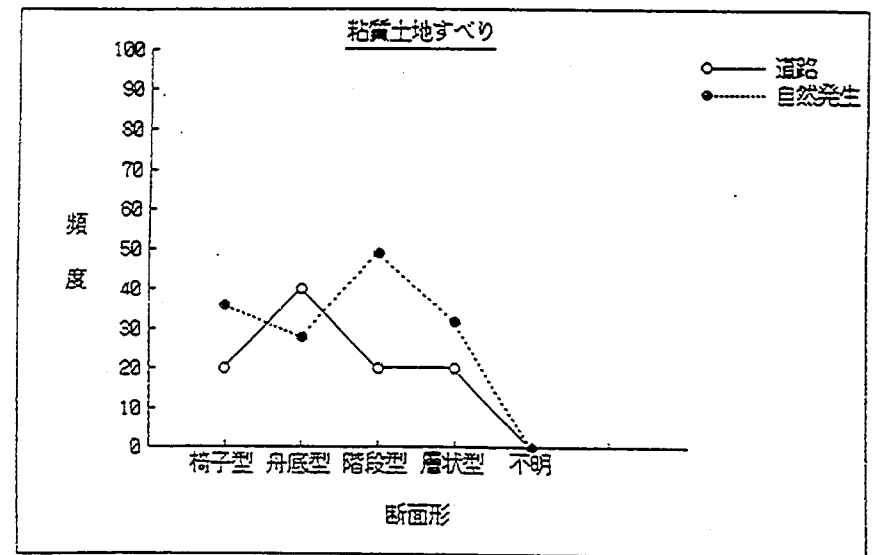


図 - 6

土質と地すべりタイプ

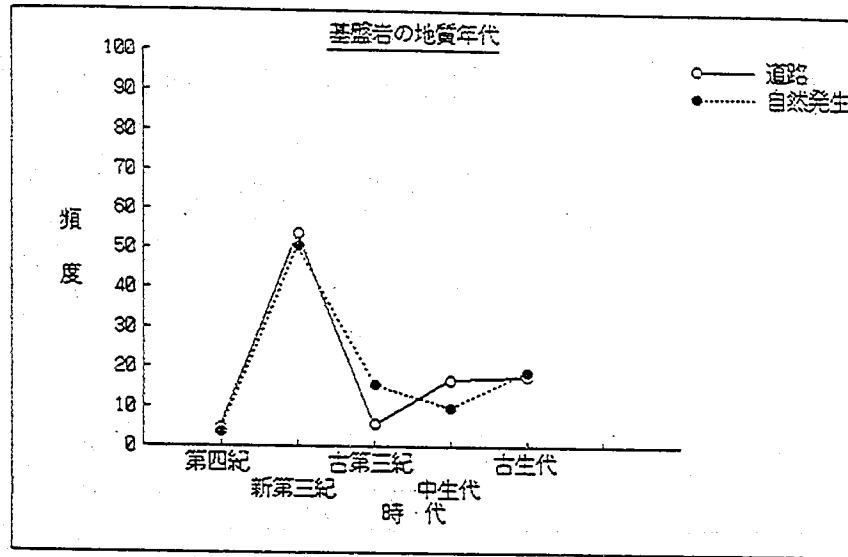


図 - 7

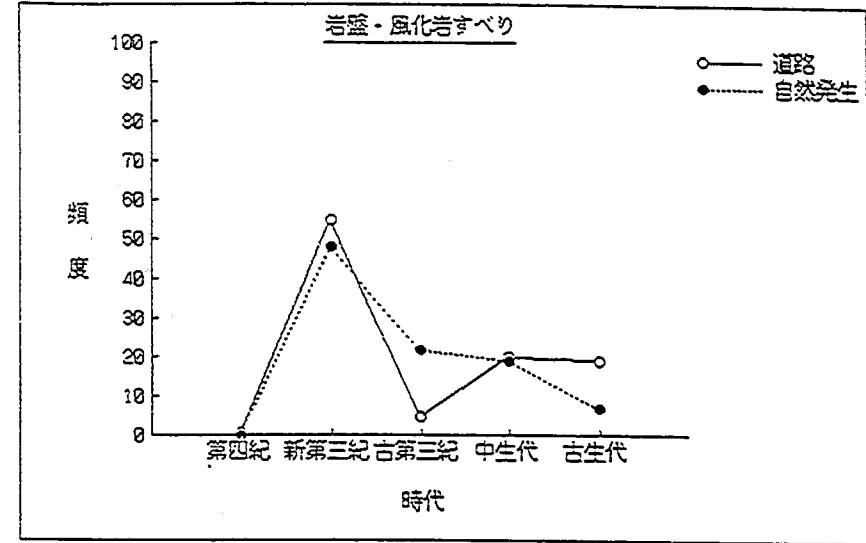


図 - 8

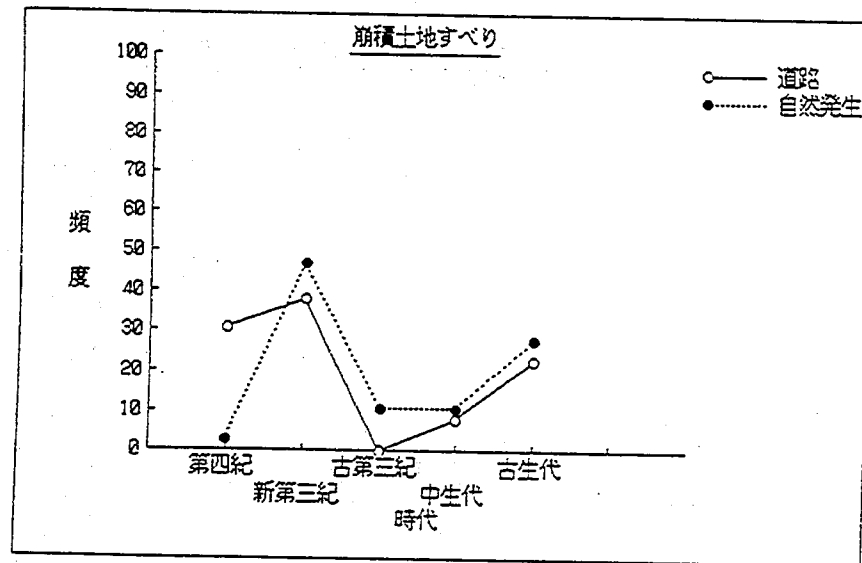


図 - 9

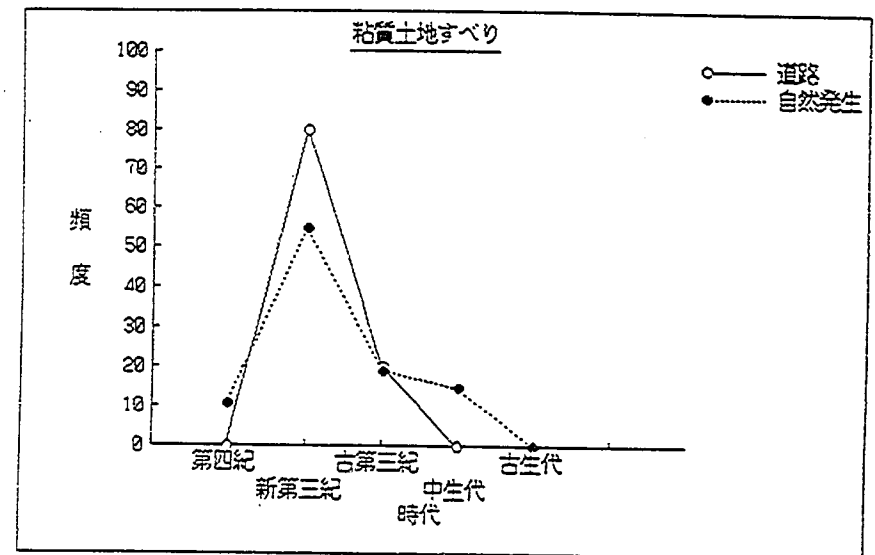


図 - 10

地質と地すべりタイプ

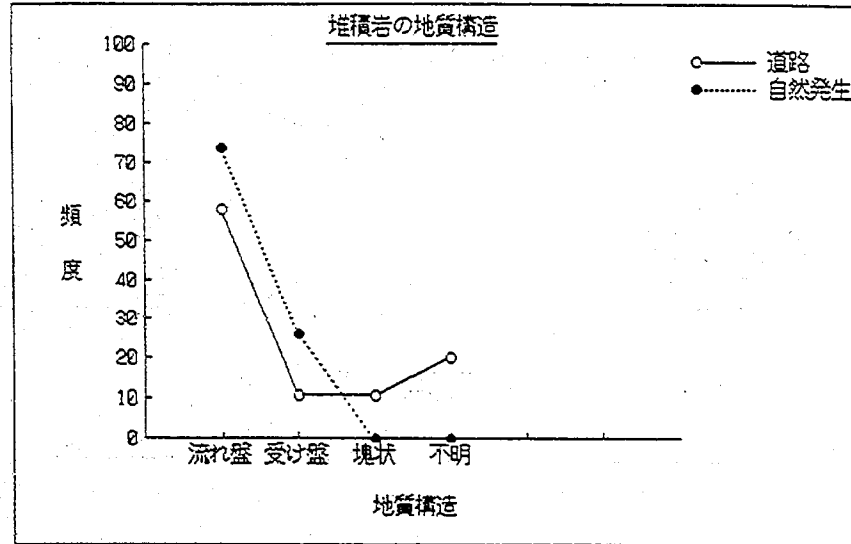


図 - 1 1

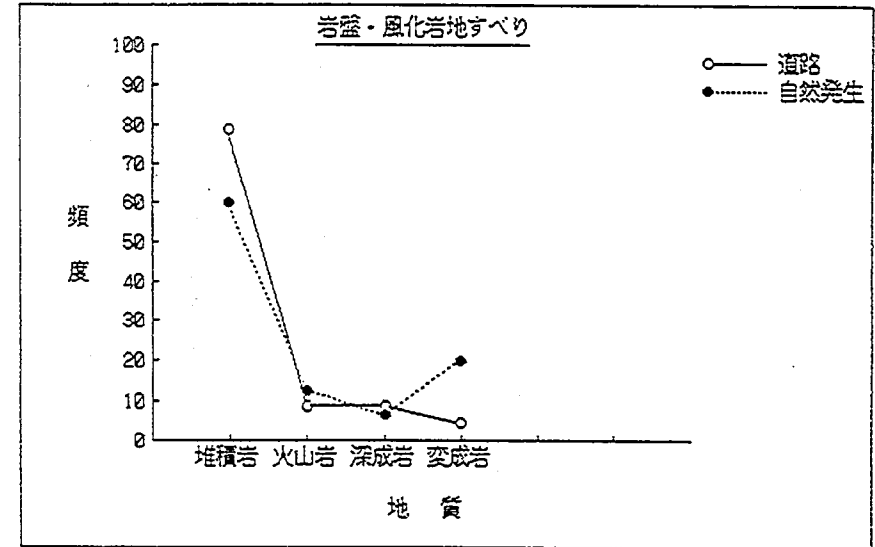


図 - 1 2

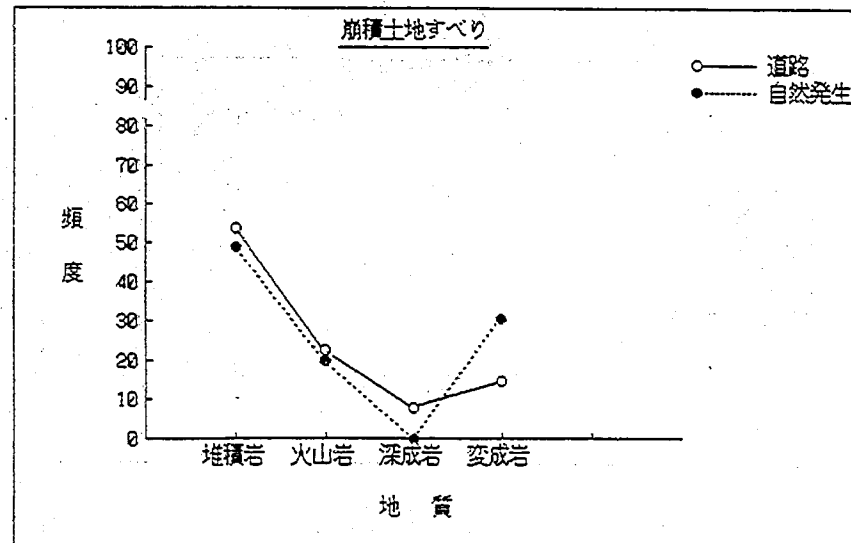


図 - 1 3

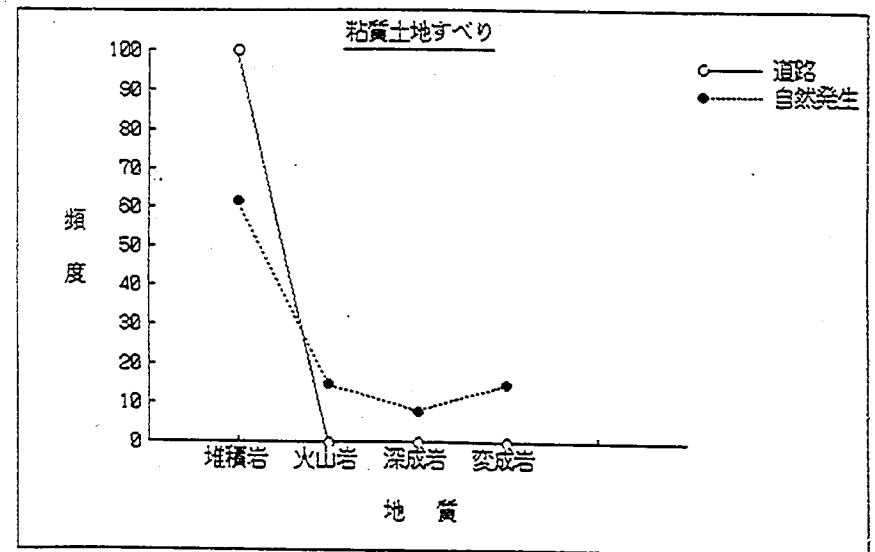


図 - 1 4

地すべり地形による比較

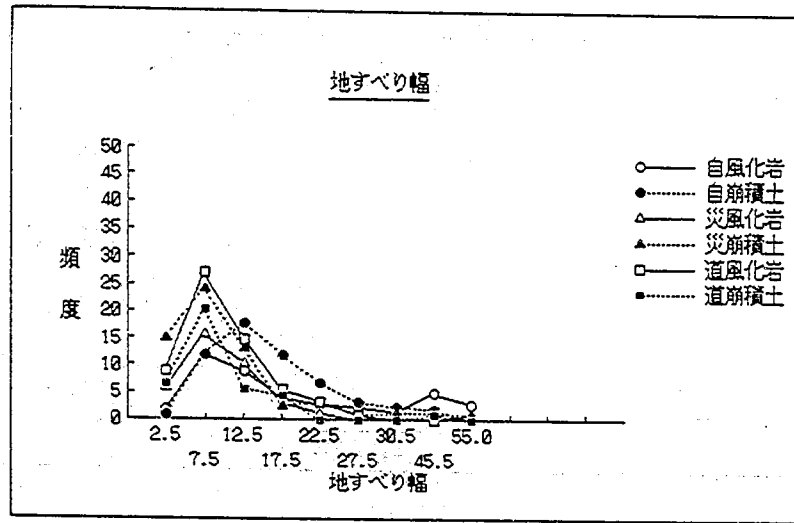


図 - 1 5

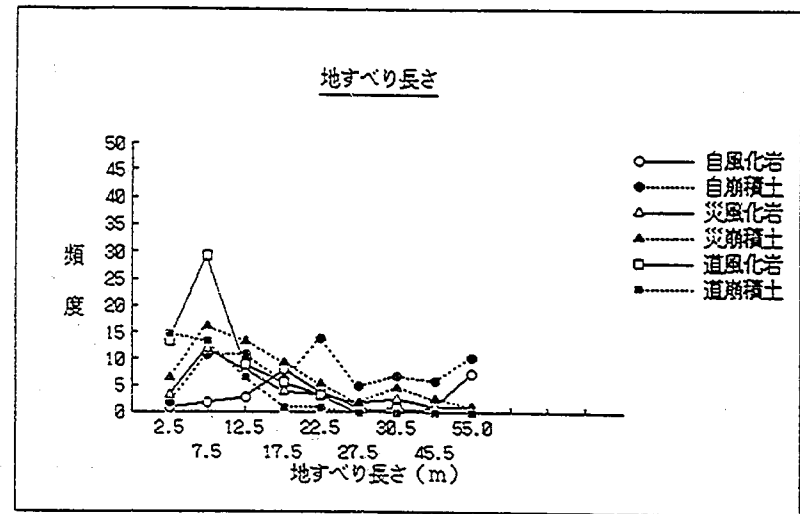


図 - 1 6

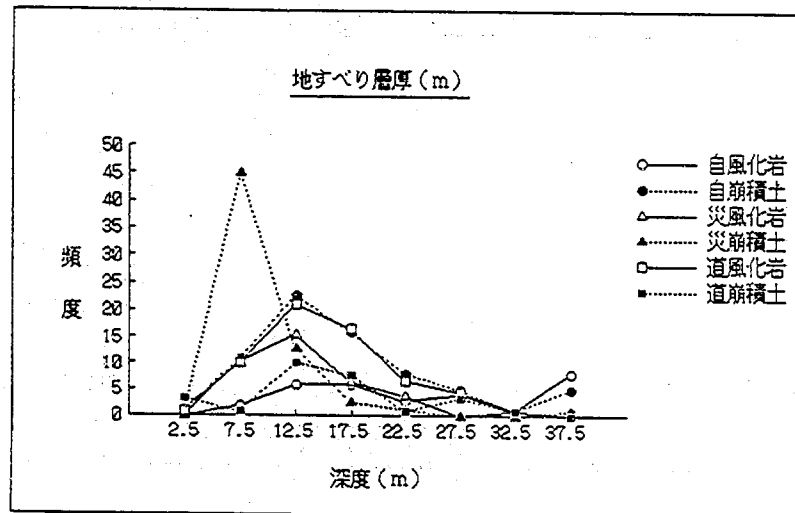


図 - 1 7

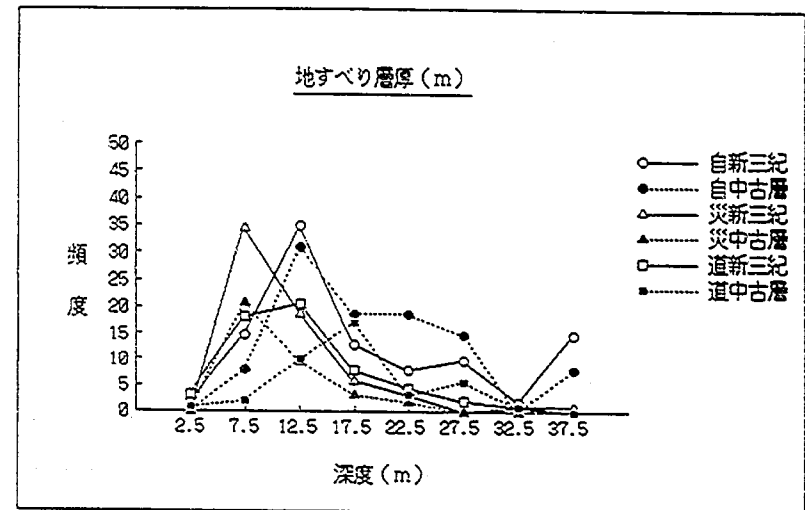


図 - 1 8

地すべり長さ－幅関係（道路土工による切り土）

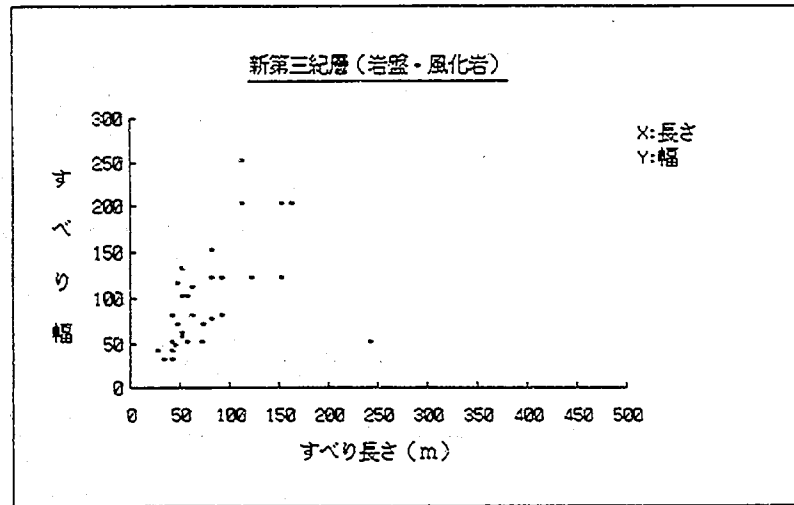


図 - 19

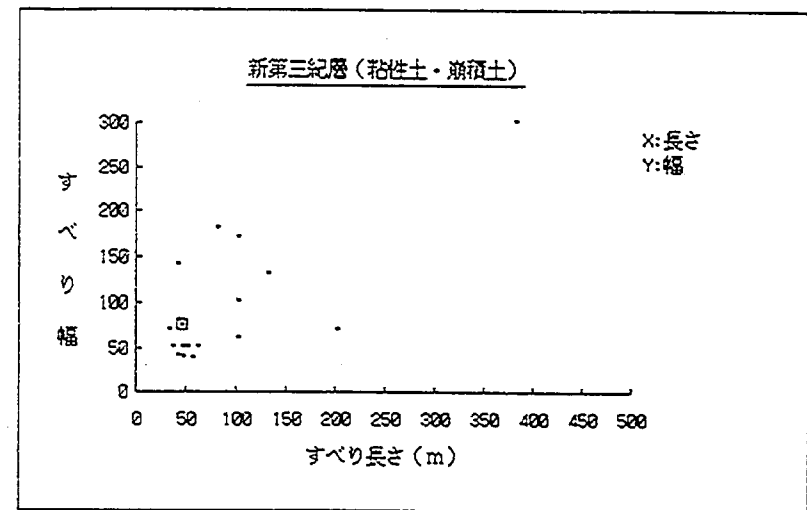


図 - 20

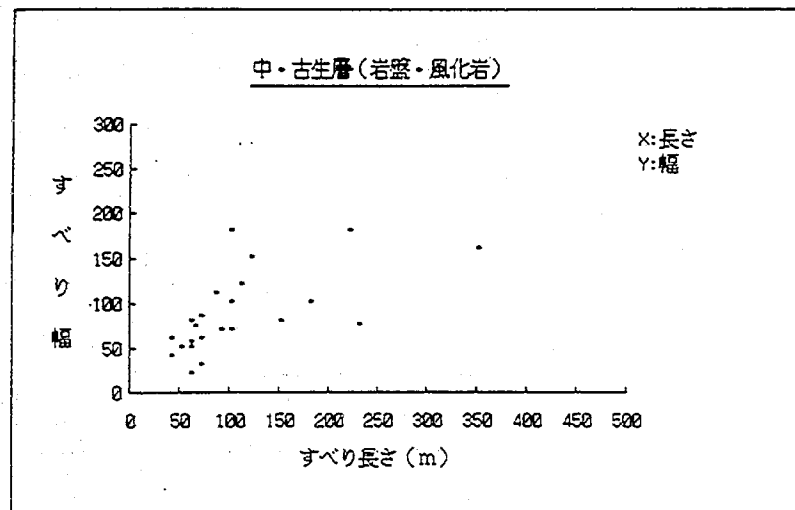


図 - 21

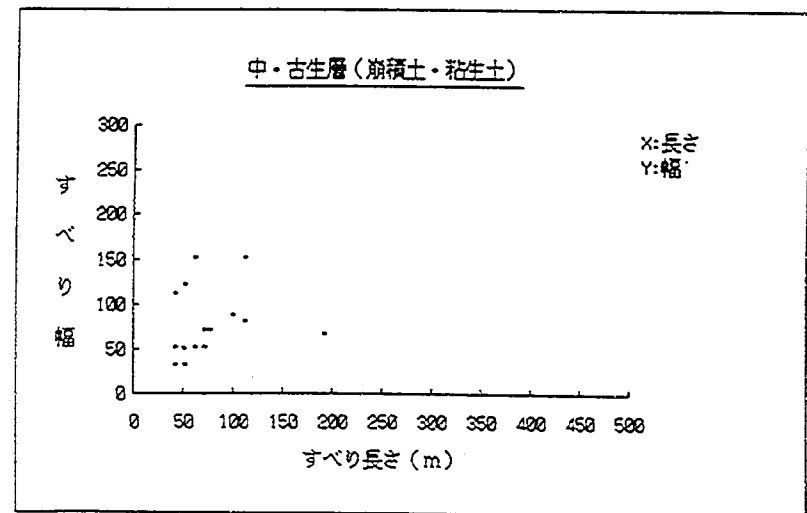


図 - 22

地すべり長さ－幅関係（災害タイプ）

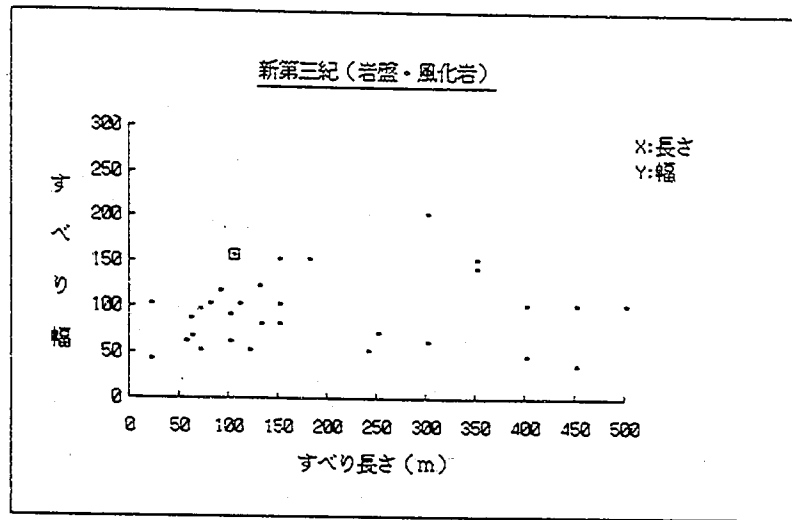


図 - 2 3

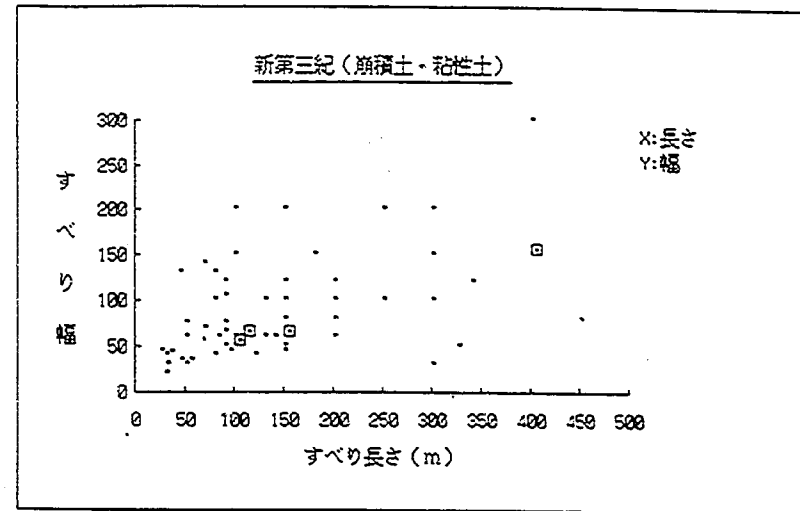


図 - 2 4

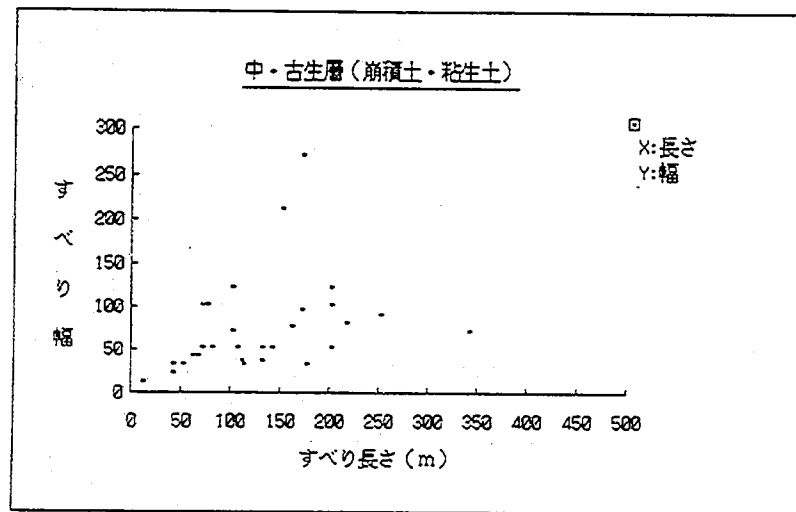


図 - 2 5

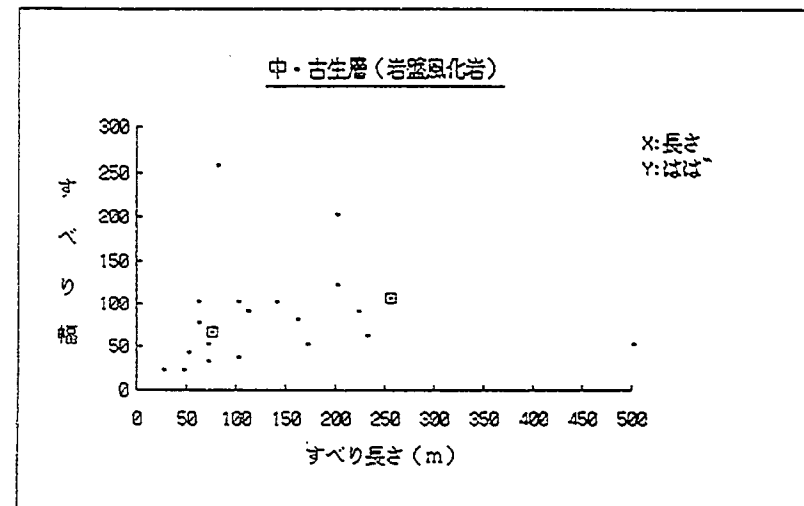


図 - 2 6

地すべり長さ－深さ関係（道路土工による切り土）

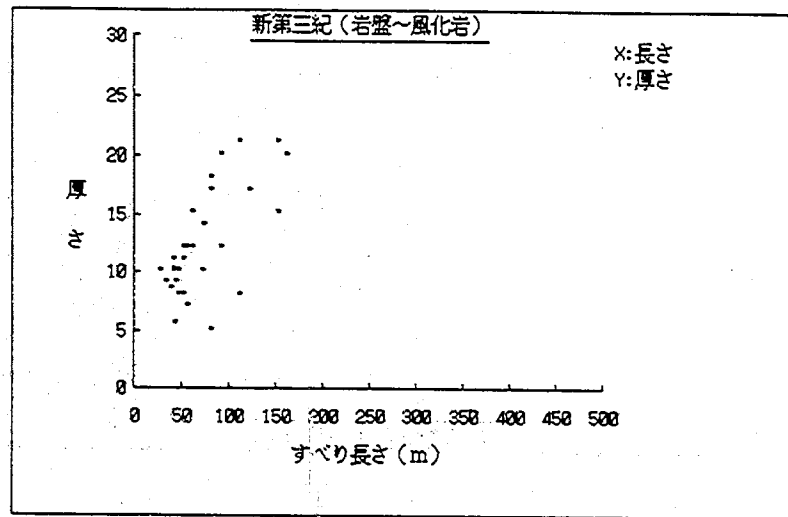


図 - 2 7

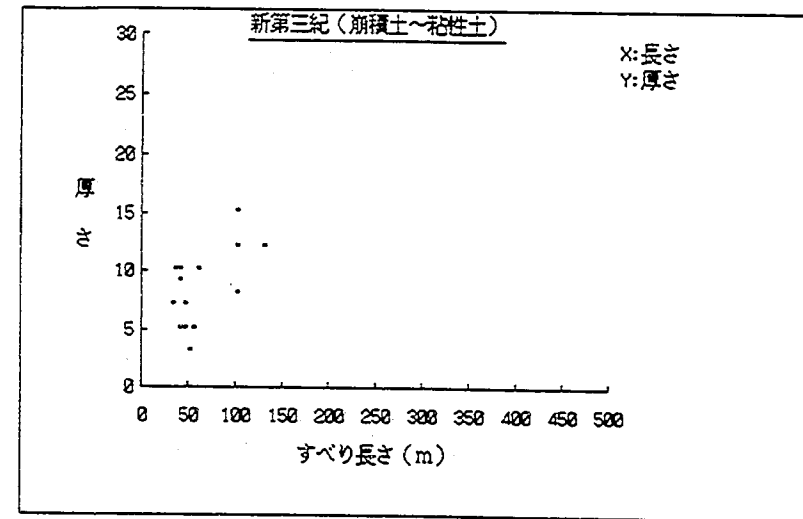


図 - 2 8

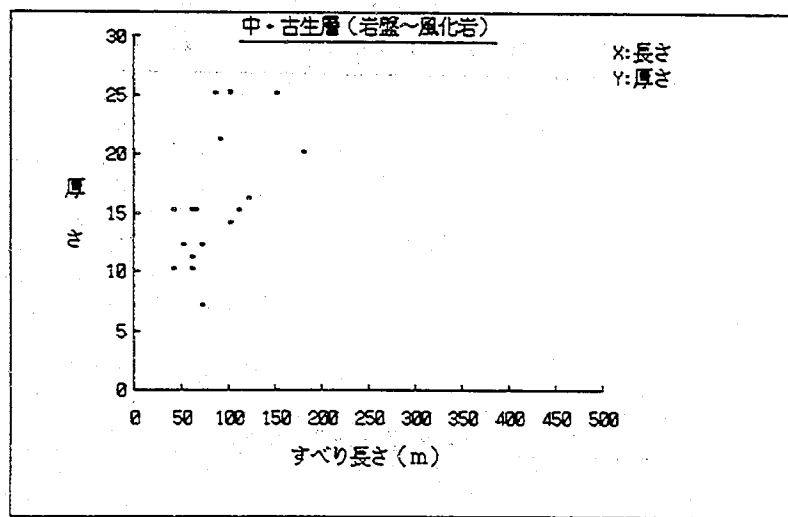


図 - 2 9

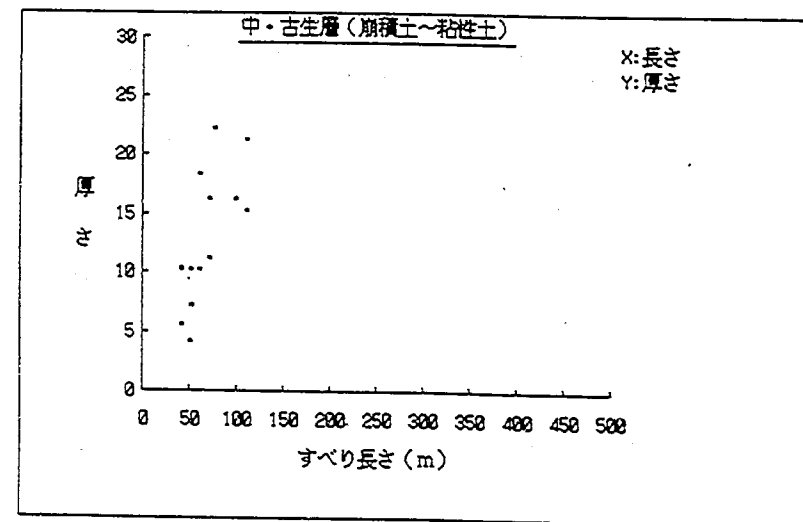


図 - 3 0

地すべり長さ－深さ関係（災害タイプ）

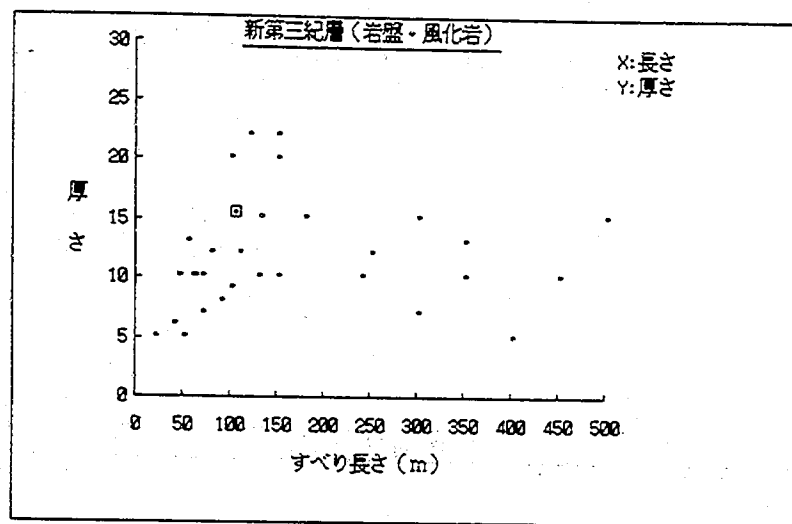


図 - 3 1

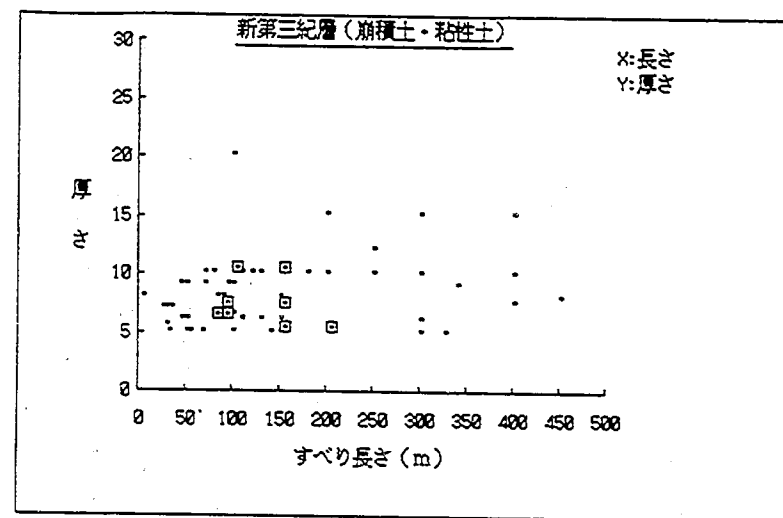


図 - 3 2

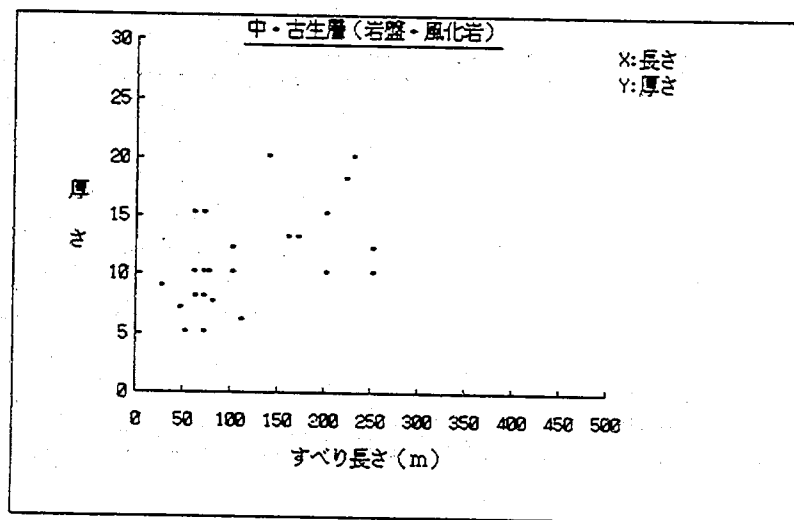


図 - 3 3

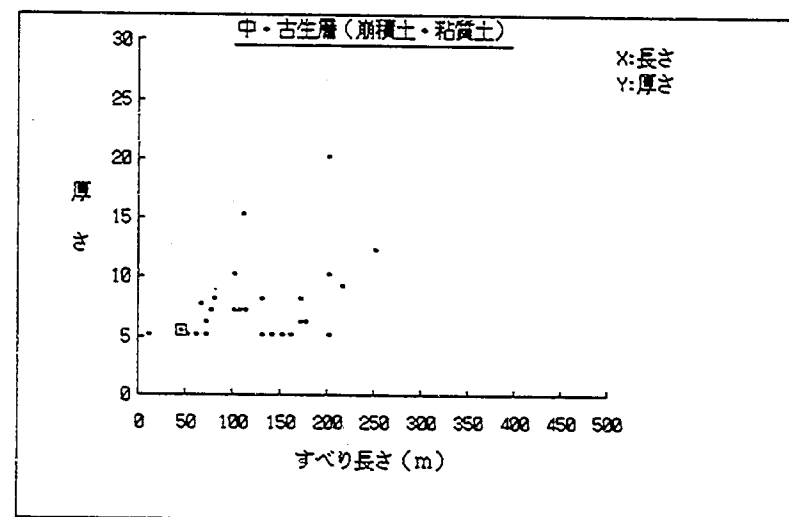


図 - 3 4

地すべり長さ－深さ関係（道路土工による切り土）

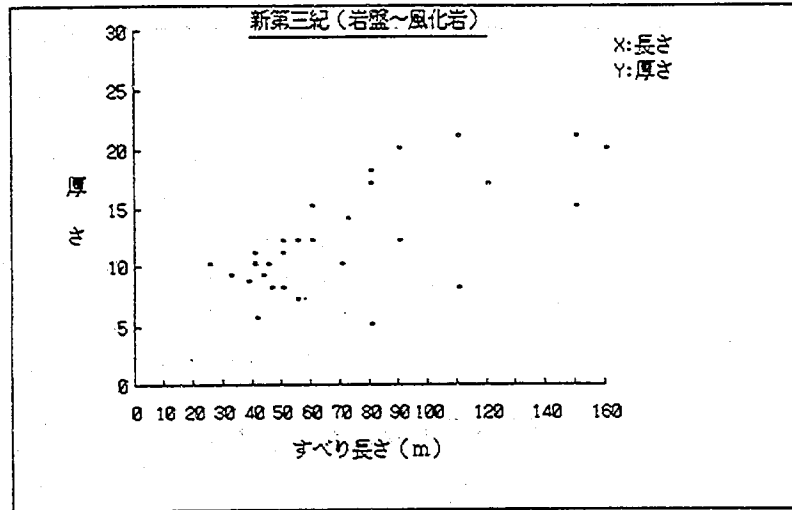


図 - 3 5

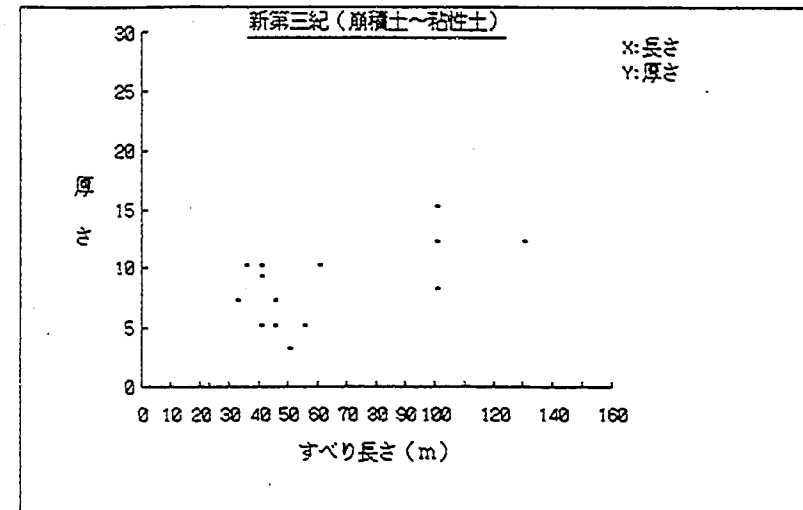


図 - 3 6

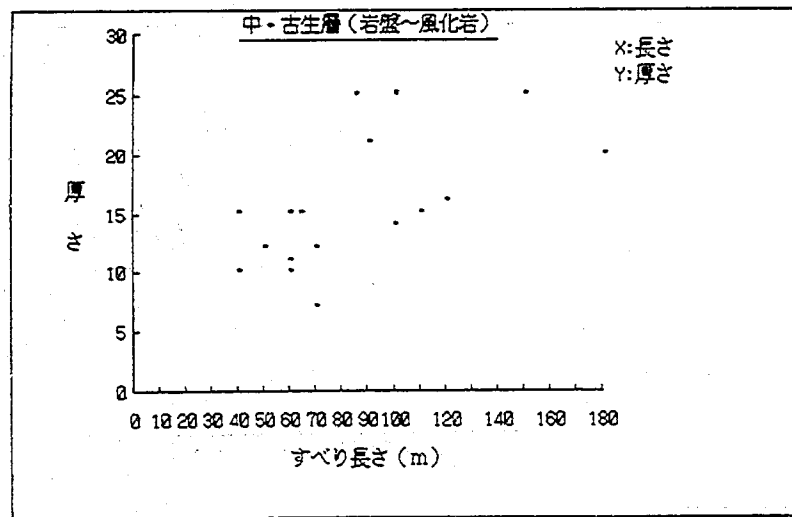


図 - 3 8

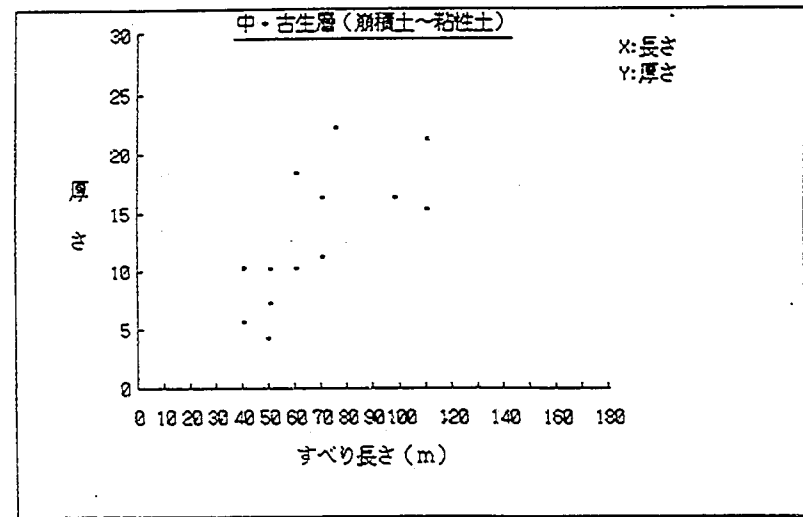
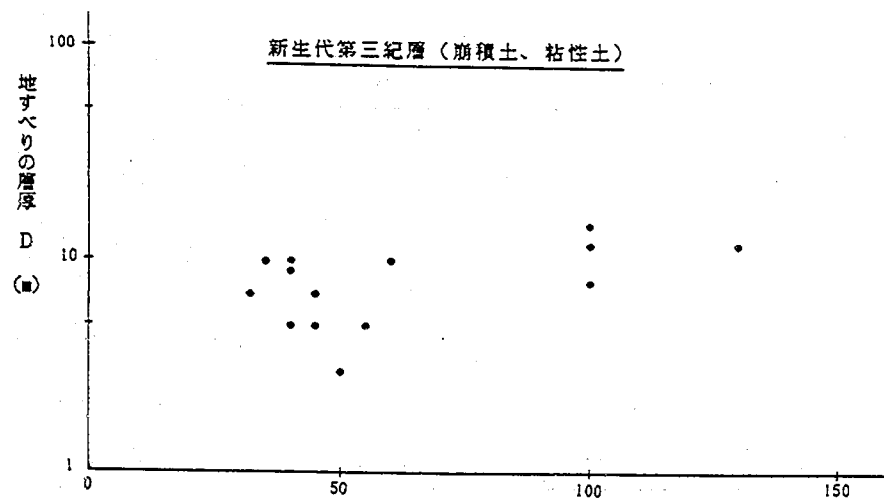
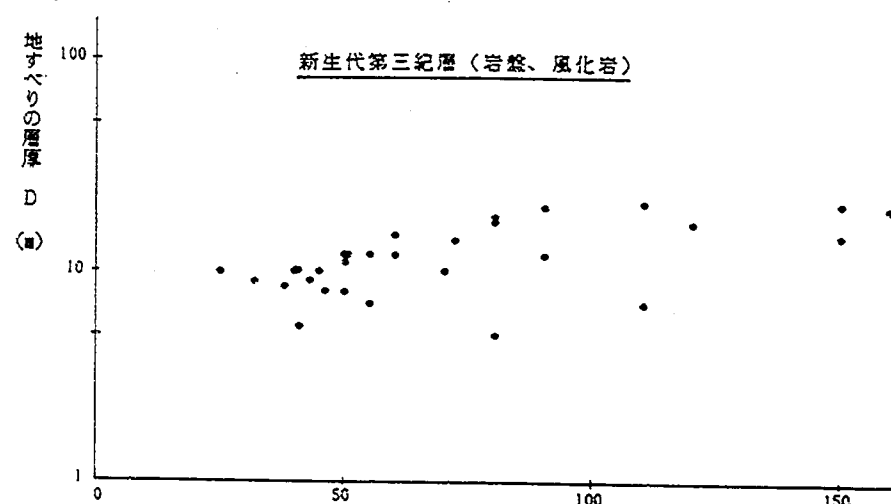


図 - 3 8

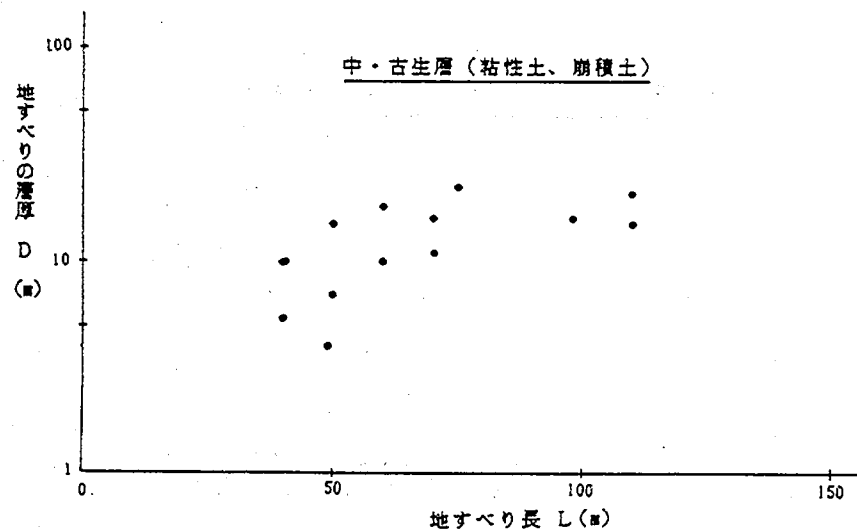
地すべり長さ－深さ関係（道路土工による切り土） 片対数表示



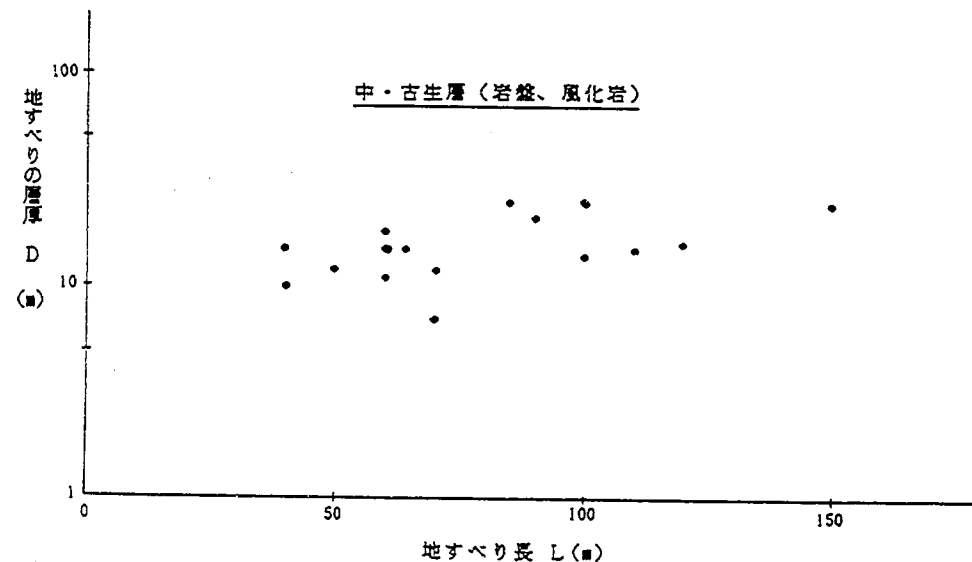
地すべり長さ L (m)
図 - 39



地すべり長さ L (m)
図 - 40



地すべり長さ L (m)
図 - 41



地すべり長さ L (m)
図 - 42

土質強度の比較

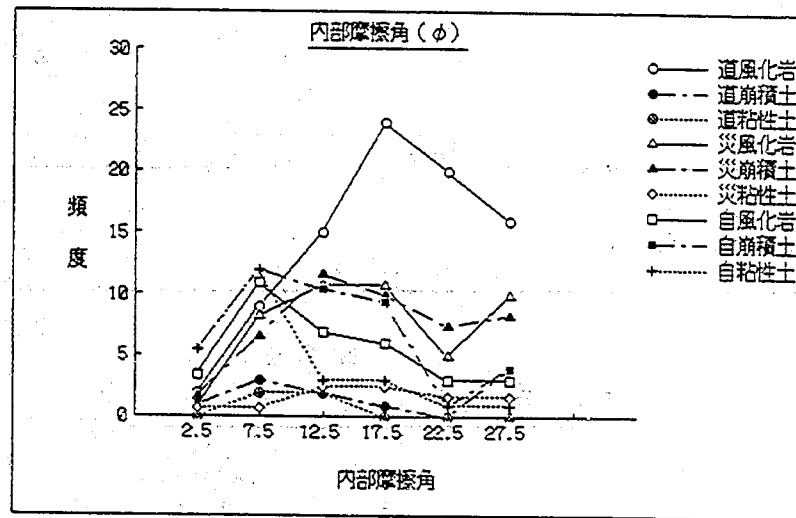


図 - 4 3

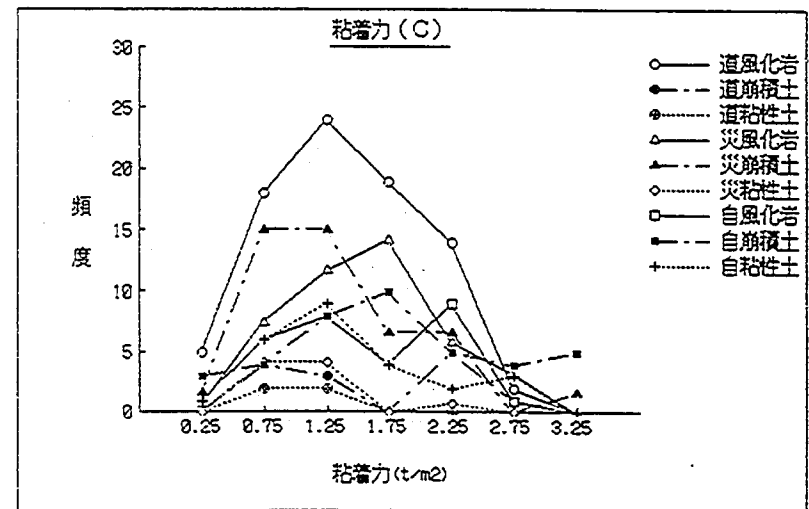


図 - 4 4

平均垂直応力－せん断力比較
($\sigma - \tau$)

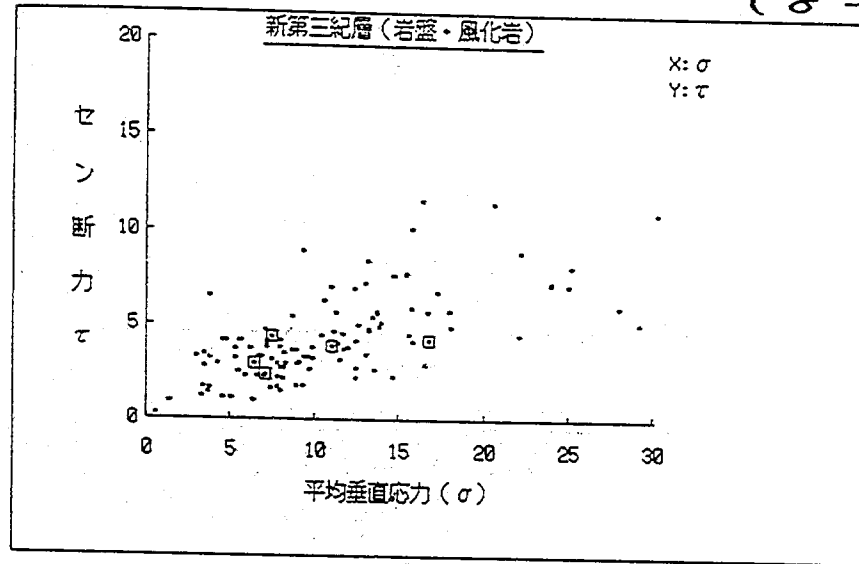


図 - 4 5

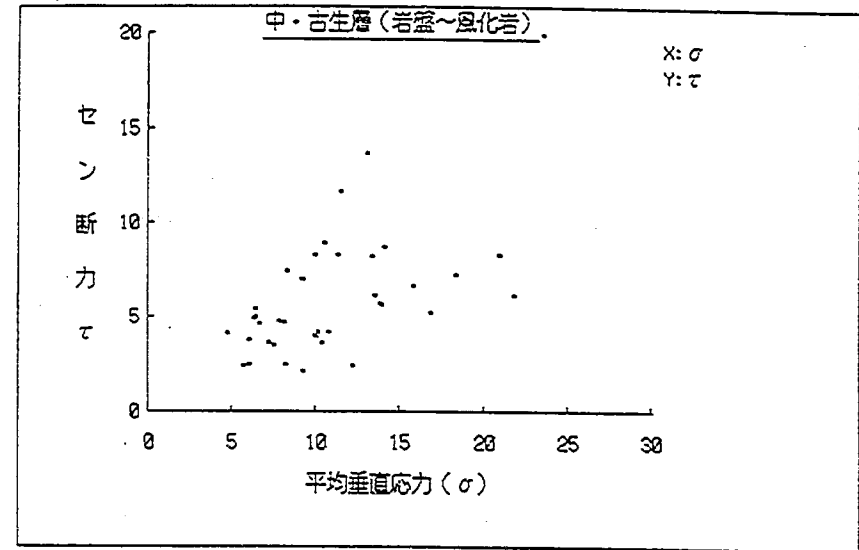


図 - 4 6

(自然発生タイプ)

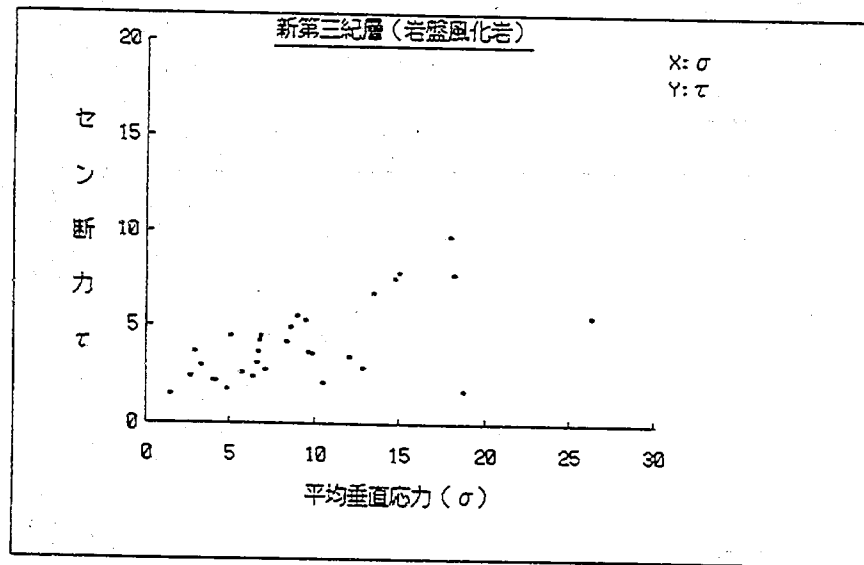


図 - 4 7

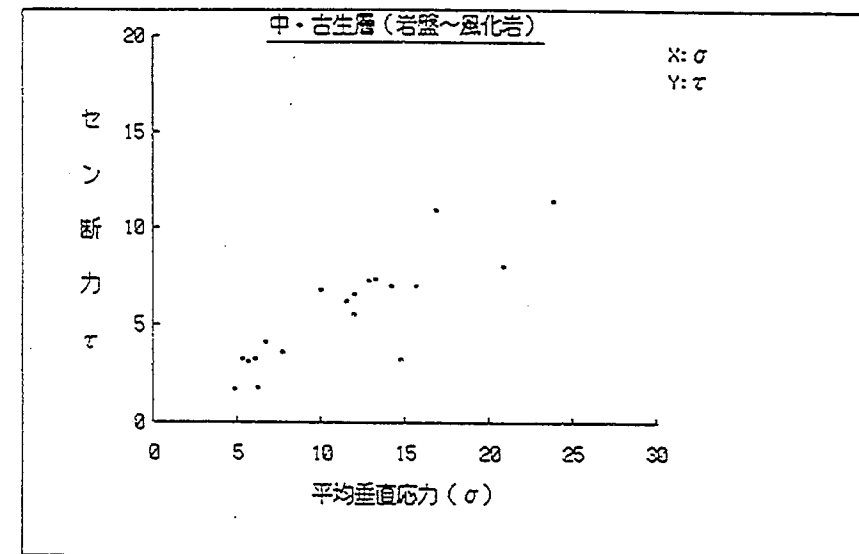


図 - 4 8

(切り土による地すべり)

内部摩擦角－粘着力関係（災害タイプ）

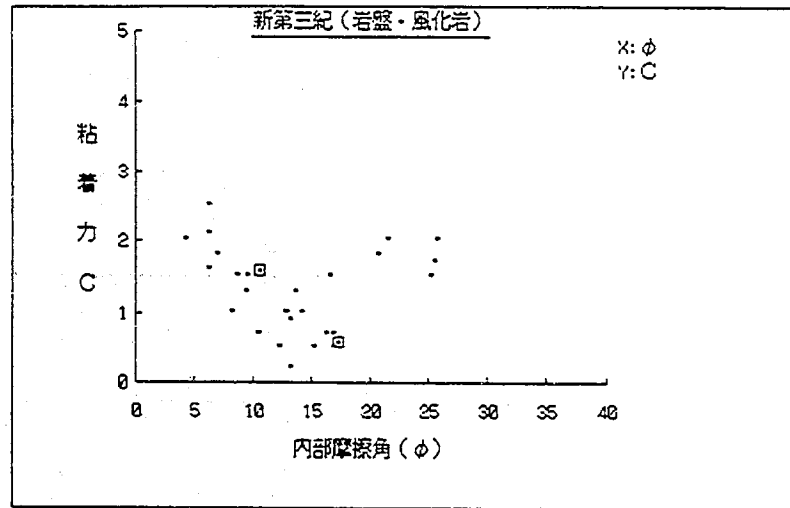


図 - 4 9

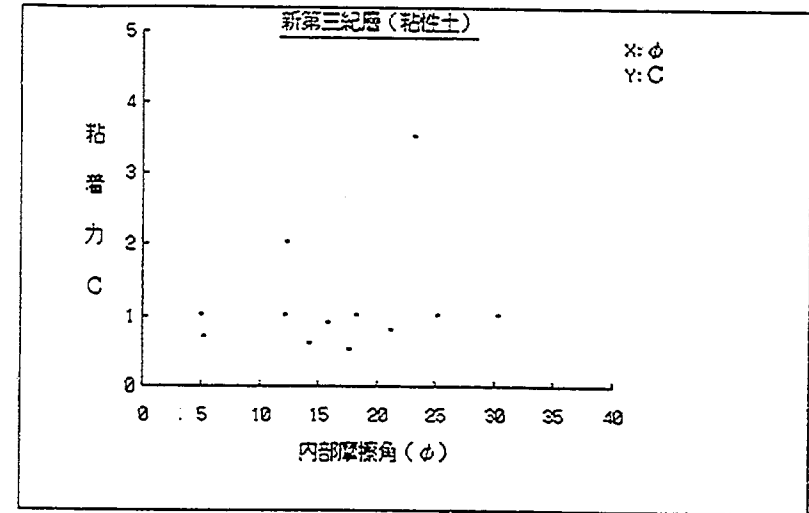


図 - 5 0

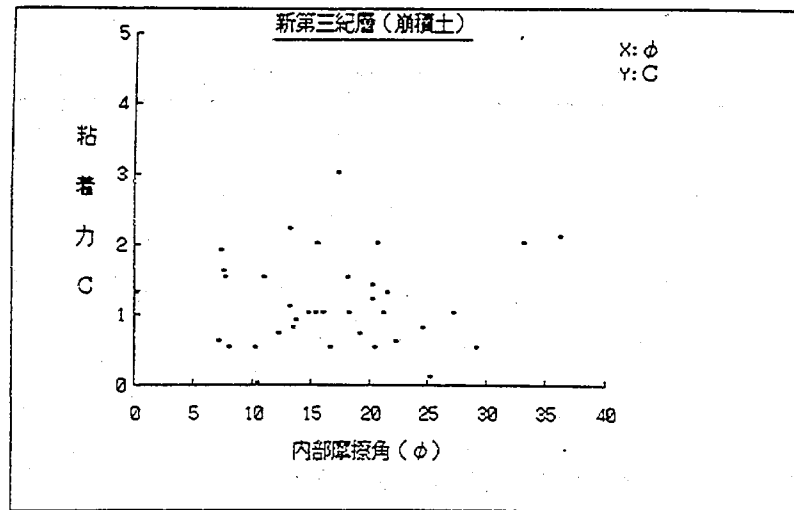


図 - 5 1

内部摩擦角－粘着力関係（災害タイプ）

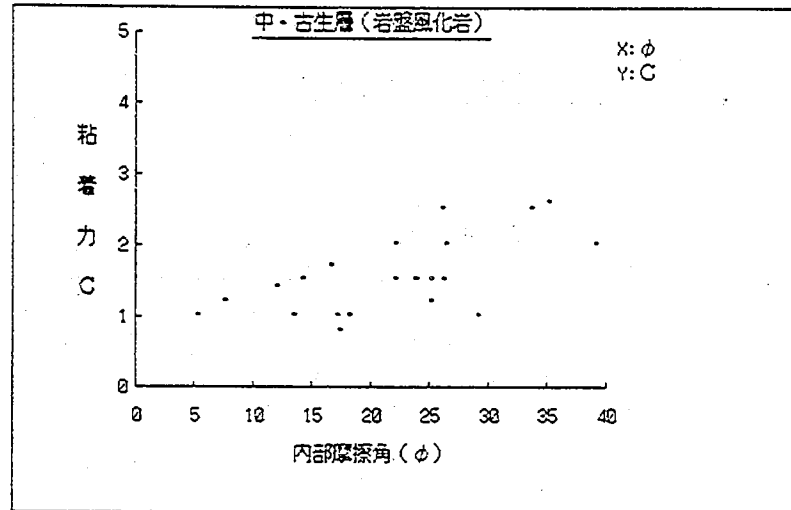


図 - 5 2

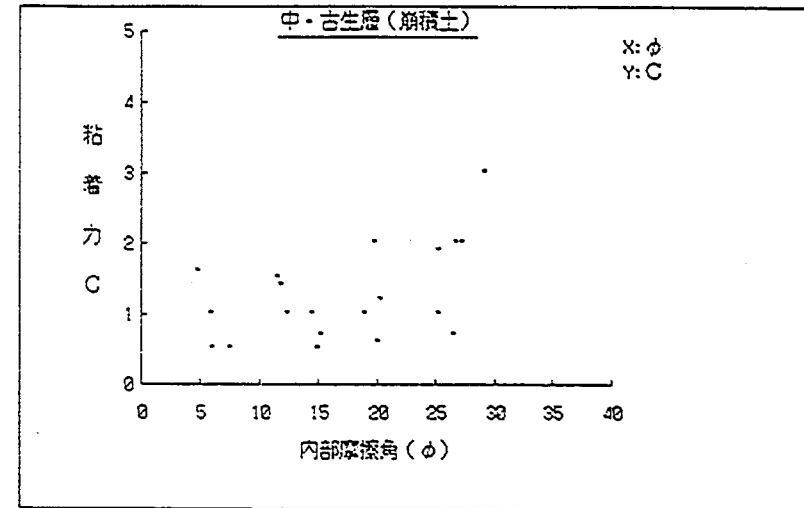


図 - 5 3

2). 臨界すべり面解析プログラム (CSSDP2, CSDP3) 使用上の注意点

(1). プログラムの解析機能

本プログラムは、斜面、盛り土等の臨界すべり面とそのすべりの安全率を計算するものである。斜面の安定解析法は、極限平衡法の中の簡便Janbu法を採用し、臨界すべり面の探索は動的計画法を適用している。解析に必要なデータは、斜面および地層の幾何データ、地盤の単位堆積重量、せん断強度定数 (C , ϕ) および地下水位である。このほかに水平および鉛直震度を与えれば地震時の安定計算も行える。

結果としては、臨界すべり面の位置と最小安全率が得られる。そのほかに各帯片の自重、浮力、滑動力、抵抗力などが出力される。さらに、臨界すべり面の位置と各帯片の活動力と抵抗力のベクトル図が図化出力される。

(2). 計算の流れ

図-54に本プログラムの主要な解析の流れを示してある。

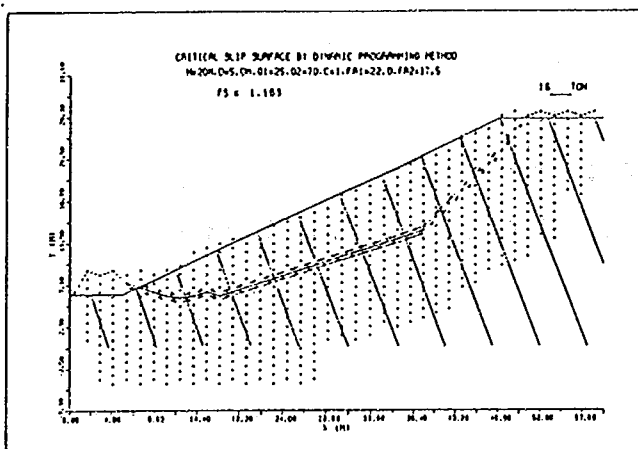
- ①. 最初にデーを読み込む
- ②. 入力データの読み込みが終われば、入力データのチェック用に入力データのリストをプリンターに打ち出す。
- ③. すべり安全率の初期値 λ を仮定する。
- ④. 臨界すべり面を探索する前に、すべての帯内の可能なすべり線に対して利得増分を計算する。
- ⑤. 前項で計算された利得増分を用いて臨界すべり面を求める。
- ⑥. この臨界すべり面に対して簡便ヤンブ法によって安定計算を行いすべり安全率 F_s を求める。
- ⑦. このすべり安全率が初期に仮定したすべり安全率に一致するかどうかを調べる。これが許容誤差 ε 以下であれば⑧に行き、そうでなければ新しく求めた地すべり安全率を初期値に与えて④にもどる。
- ⑧. 計算結果の出力及び臨界すべり面の形状 (Y_i) e を図化出力する。

(3). プログラム使用上の注意点

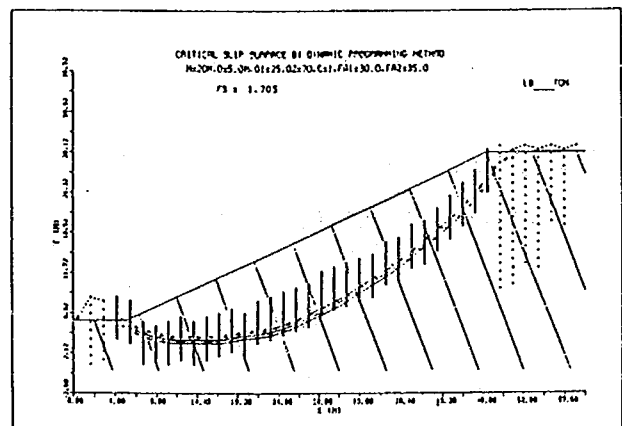
臨界すべり面プログラム (CSSDP2, CSSDP3) を使用するに当たって使用マニュアル以外に以下に記す点に注意して使用いただきたい。

①. 探索点 (Stage, State) の数はできるだけ多く、密にとる。

探索点を多くとると計算時間が長くなるという欠点もあるが、より正確な臨界すべり面が求まる。また、探索点を密にとったものと疎にとったものとは得られる形状、安全率が大きく異なる場合がある (図-56 参照)。



(a). 探索点が疎の場合

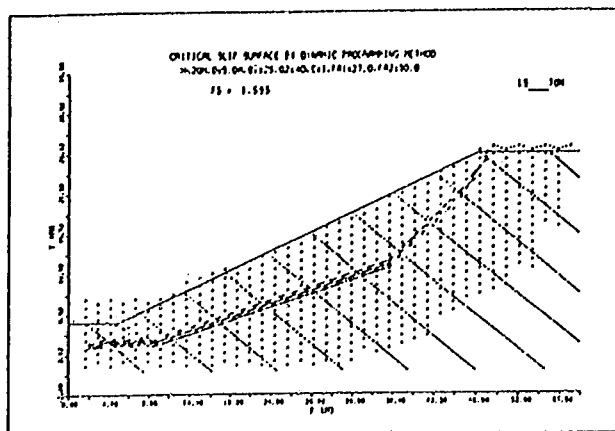


(b). 探索点が密の場合

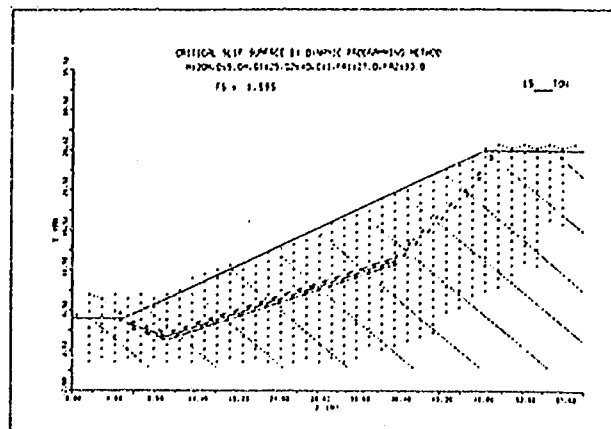
図-56 探索点の数による臨界すべり面の比較

②. 探索点のStageの両端は1点とし、必ず空中に設定する。

Stage両端の探索点を1点ではなく、多数設定した場合は図-57(a)に示すような臨界すべりを形成することがあるので注意が必要である。



(a). Stageの両端に多数の探索点を
(State)設けた場合



(b). Stage両端のStateを1
点とした場合

図-57 Stage両端のStateが臨界すべりに与える影響

③. 全Stageのなかで必ず一StageはStateが空中にでないStageを設ける。

すべてのStageが空中存在するStateを持つと解が収束しないでエラーで終了する場合がありますので、必ず一Stageは斜面内に、解析に影響のない範囲で、空中に探索点を持たないStageを設ける

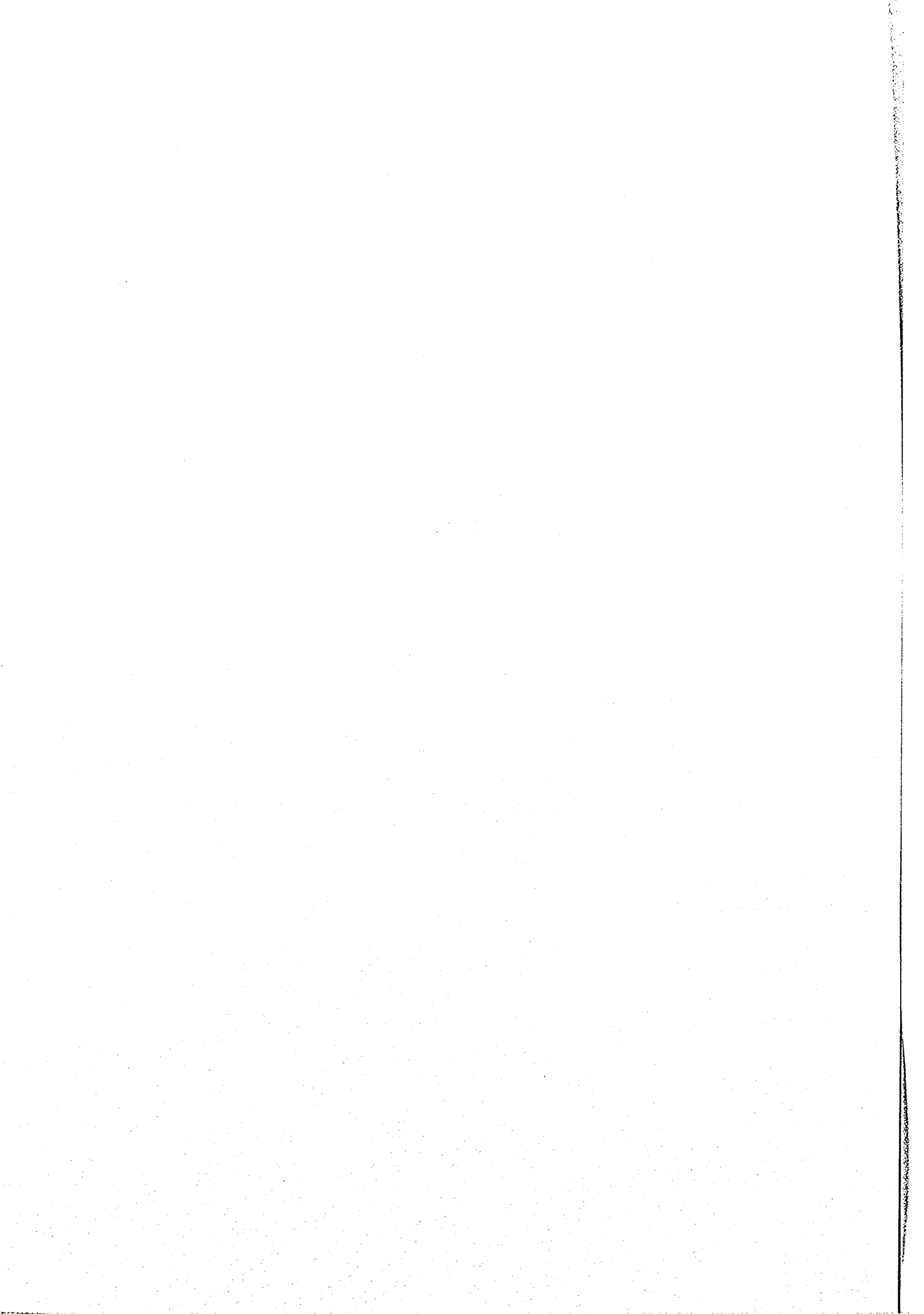
3). モデル解析結果断面図

I. 均質斜面モデル

II. 貫入岩想定モデル

III. 二層構造モデル

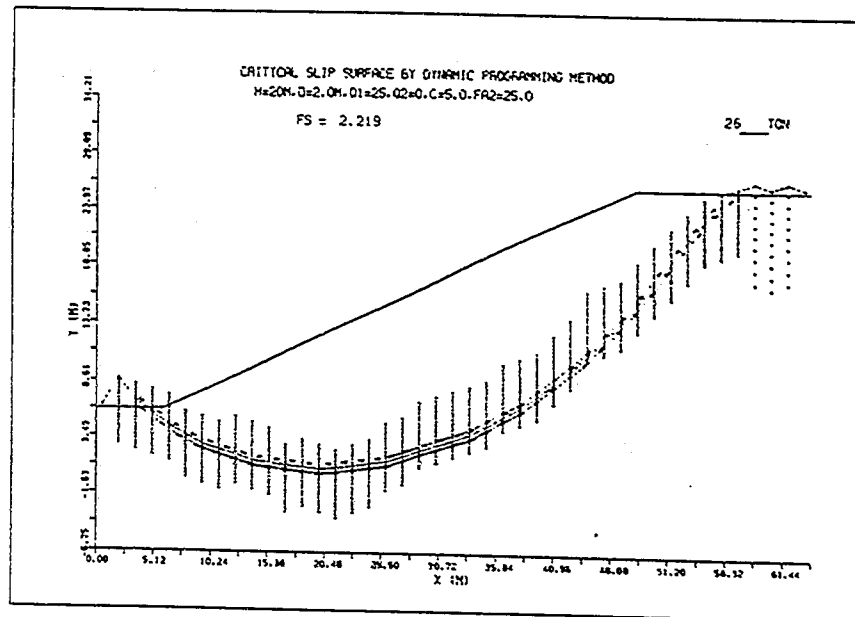
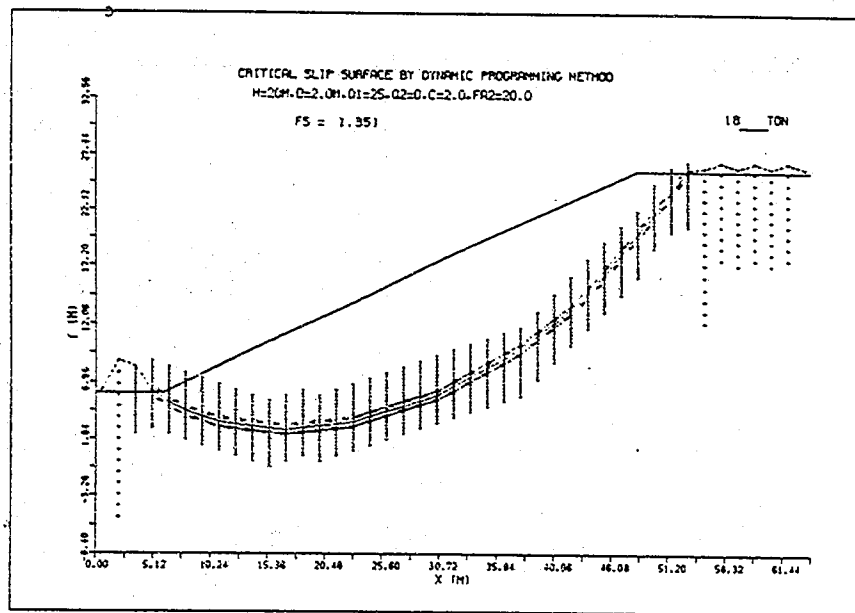
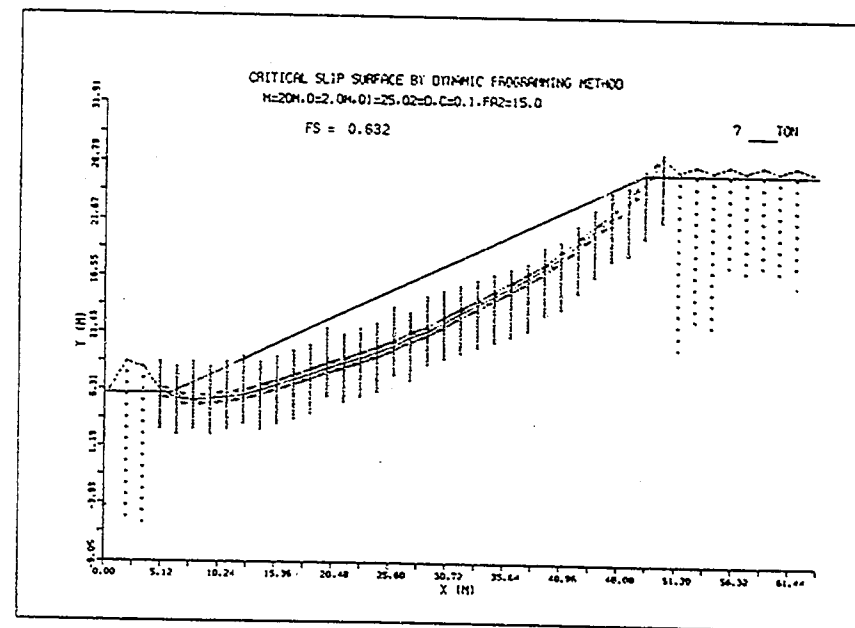
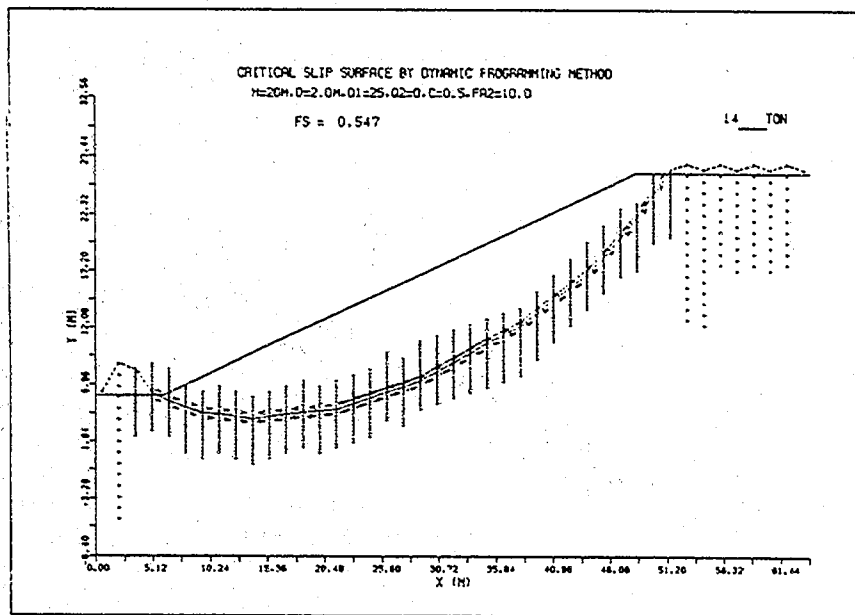
IV. 互層構造モデル

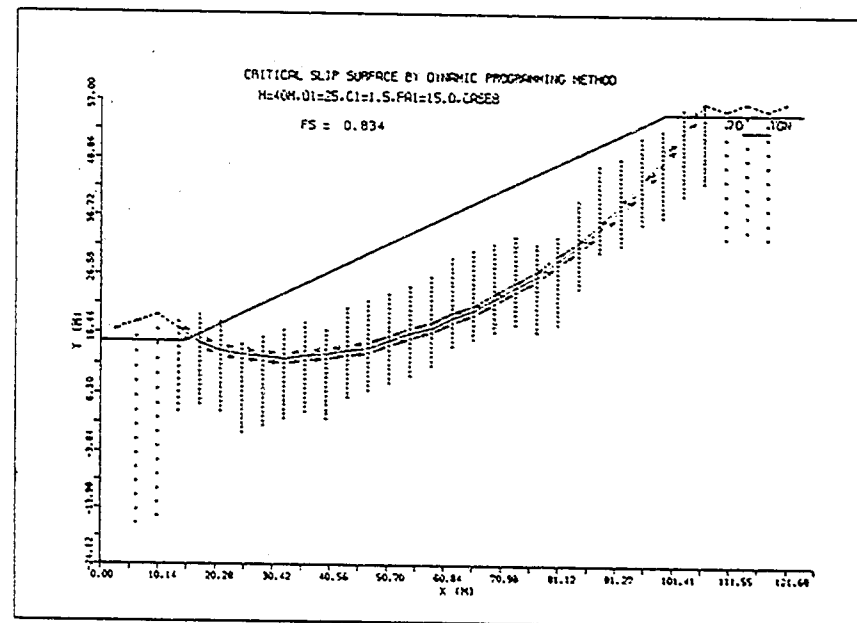
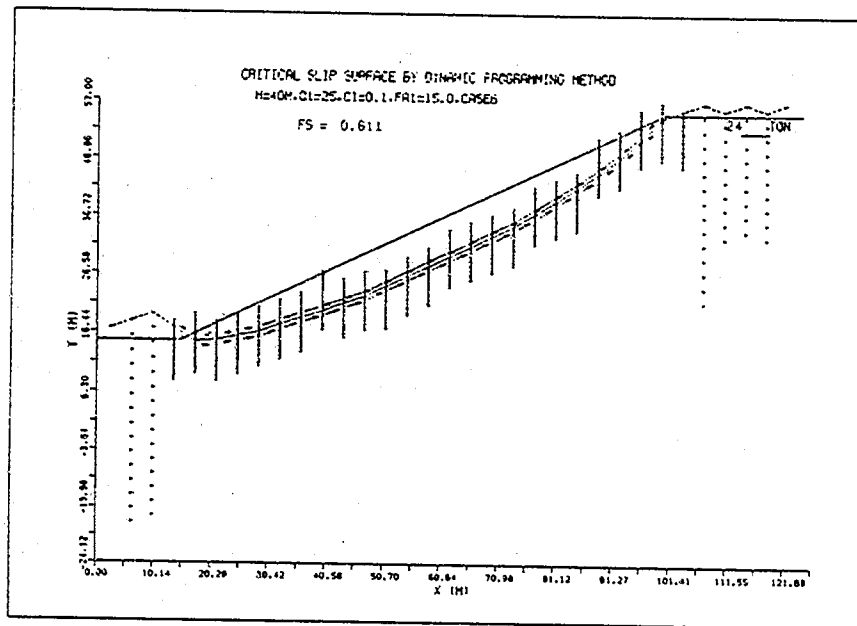
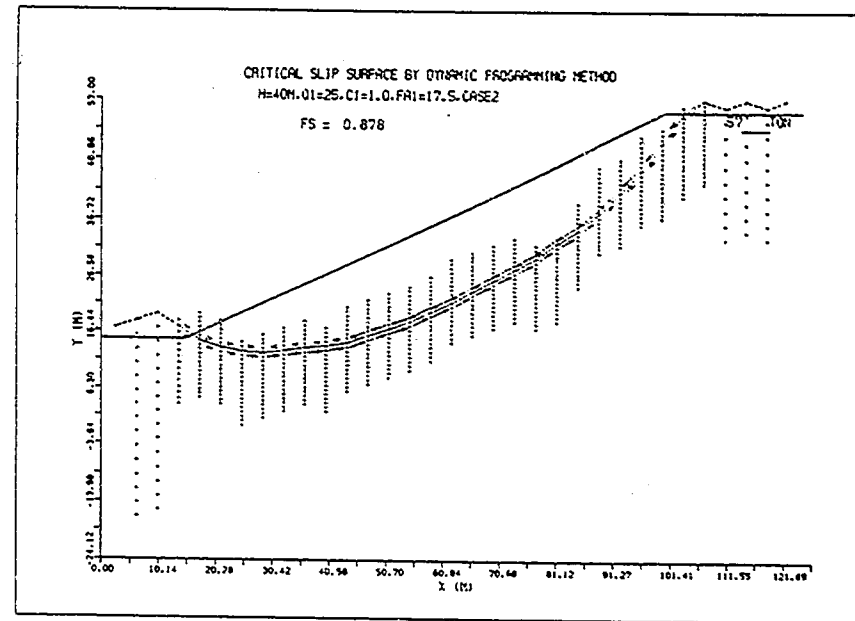
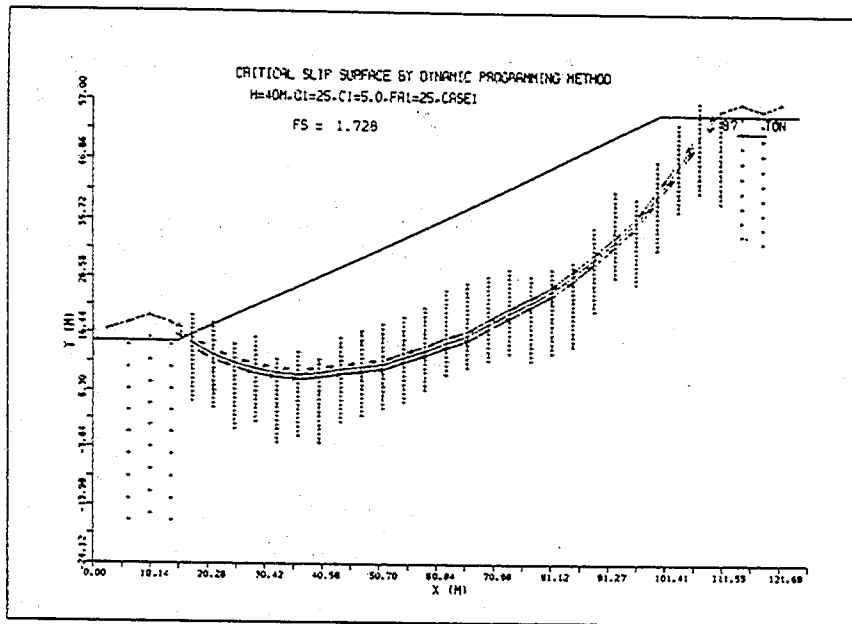


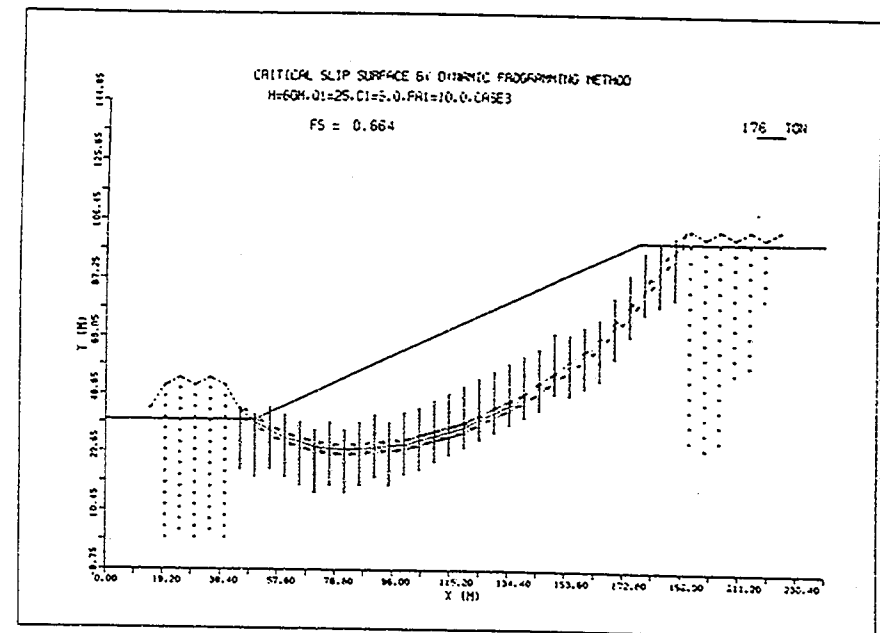
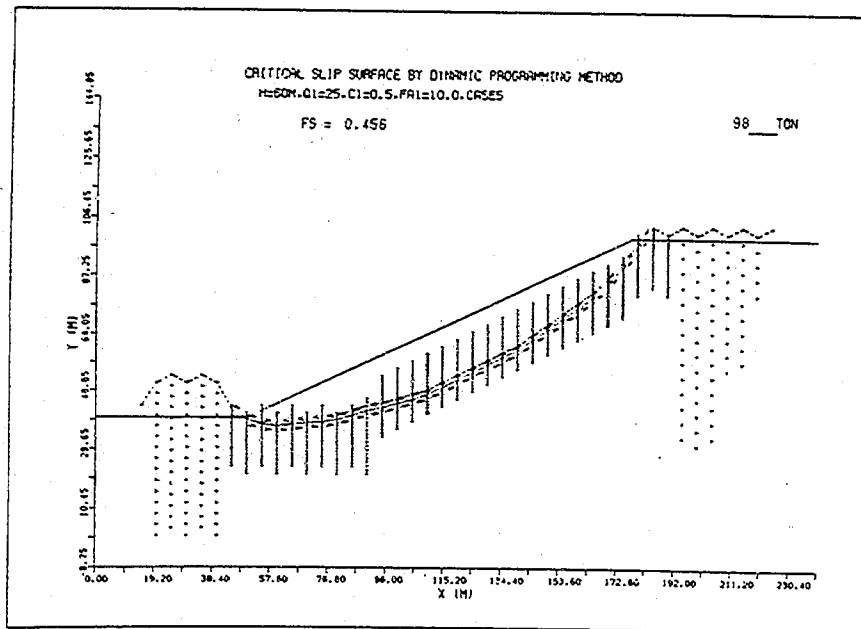
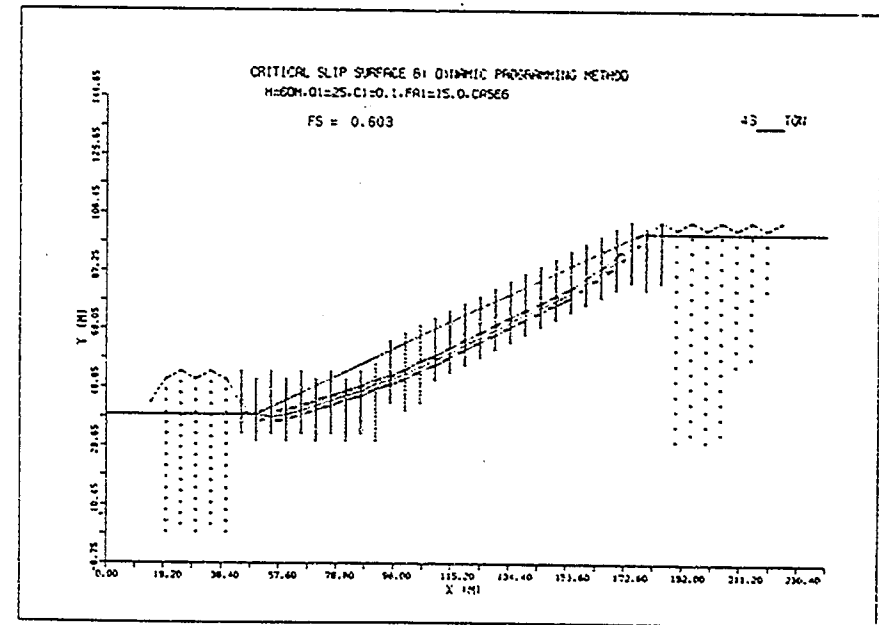
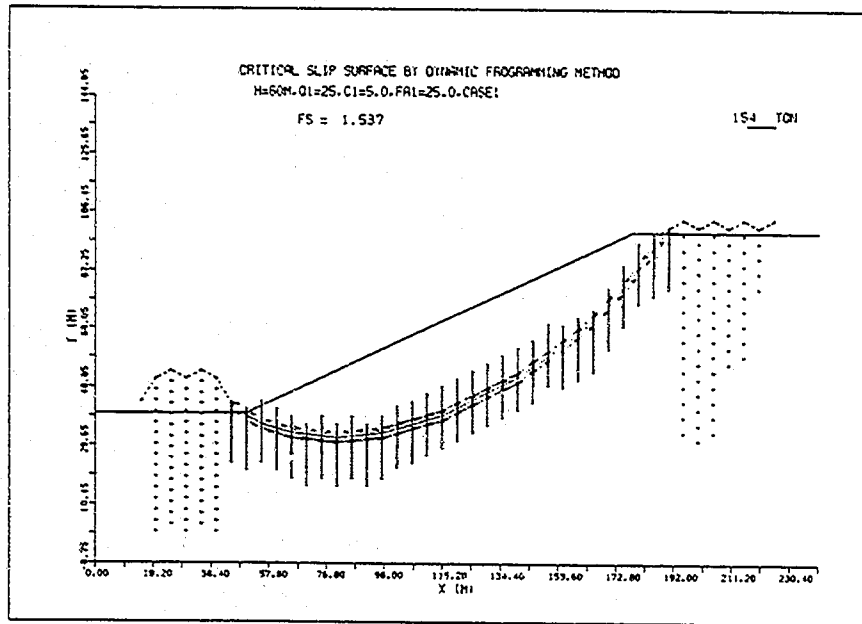
I. 均質斜面モデル

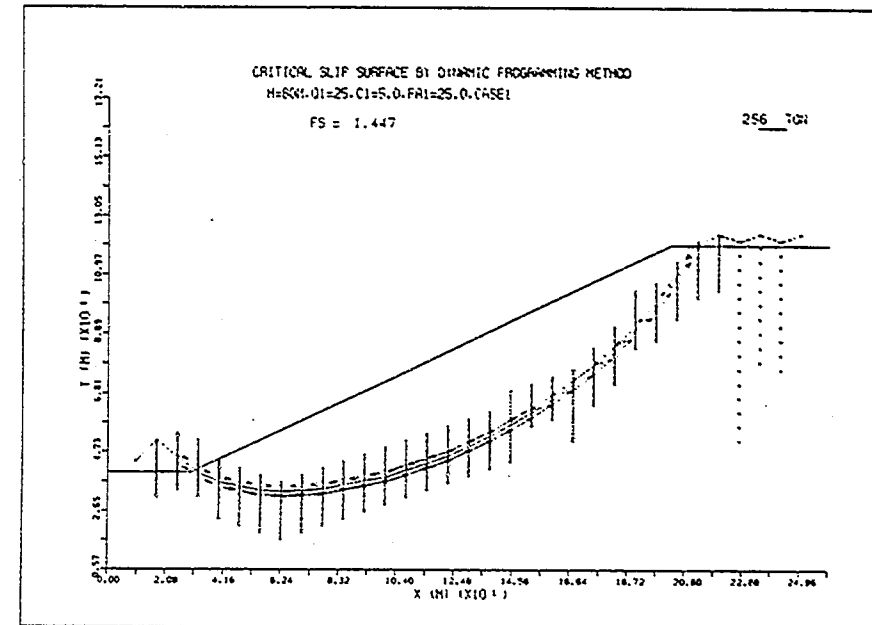
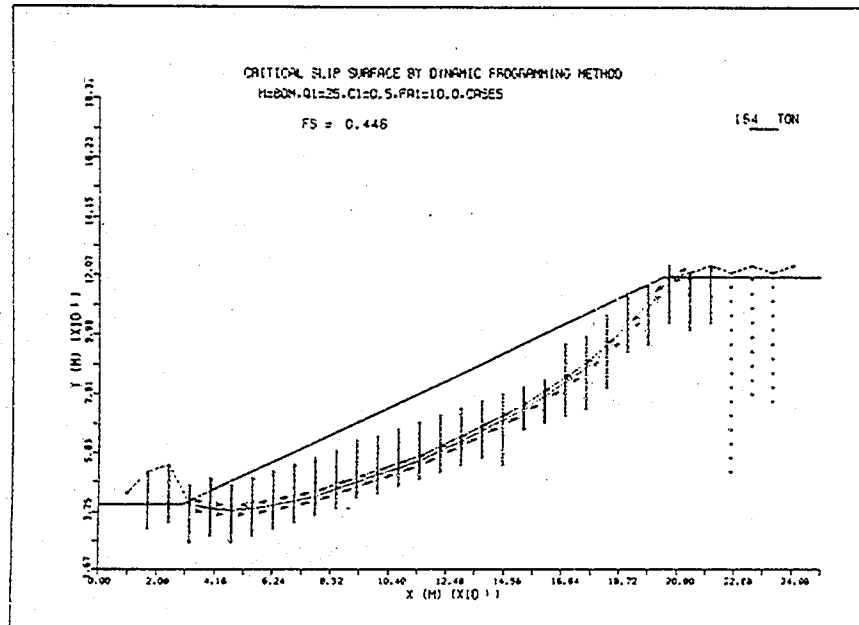
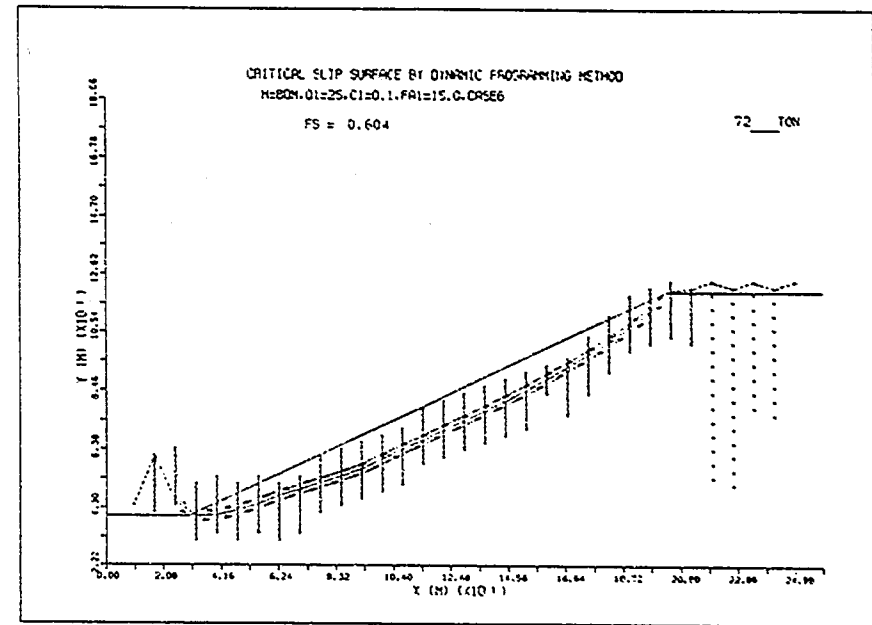
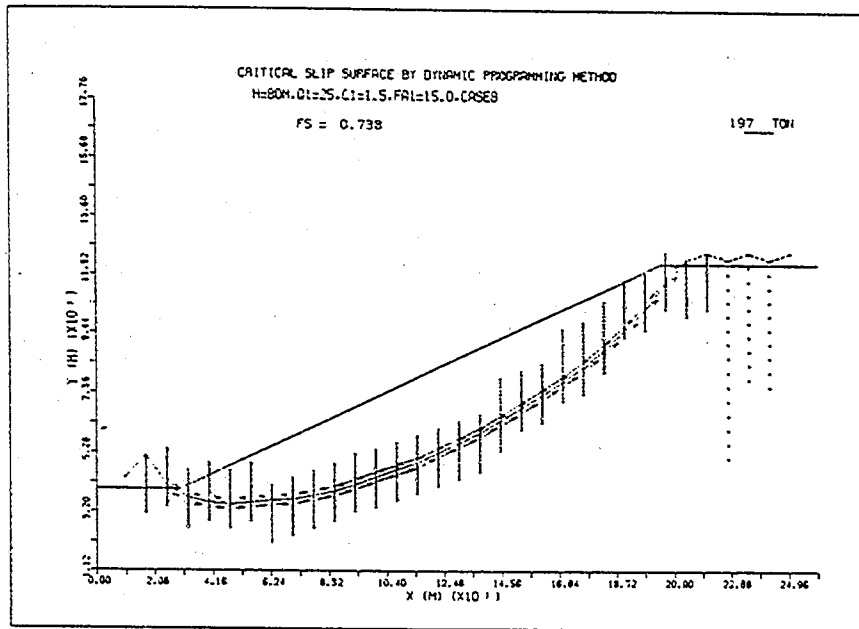
ページ

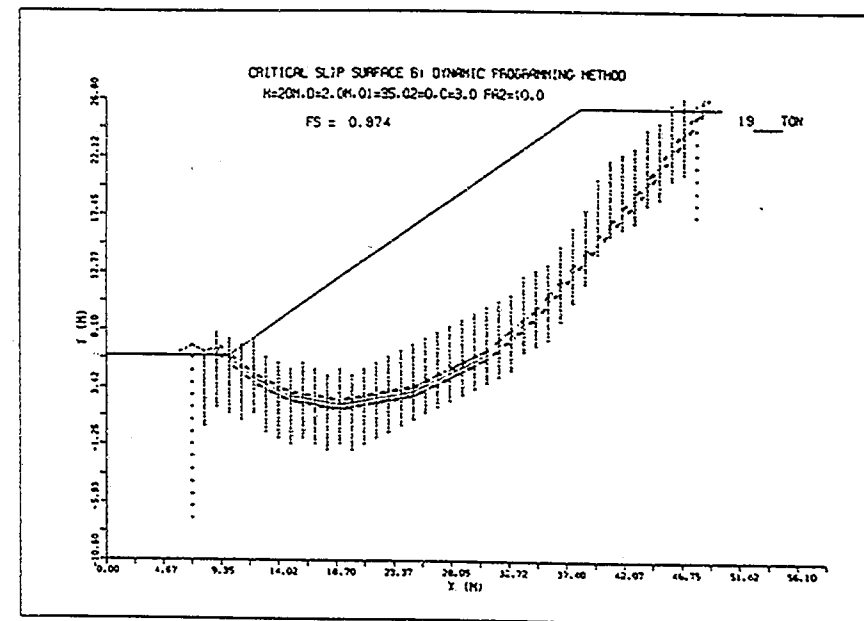
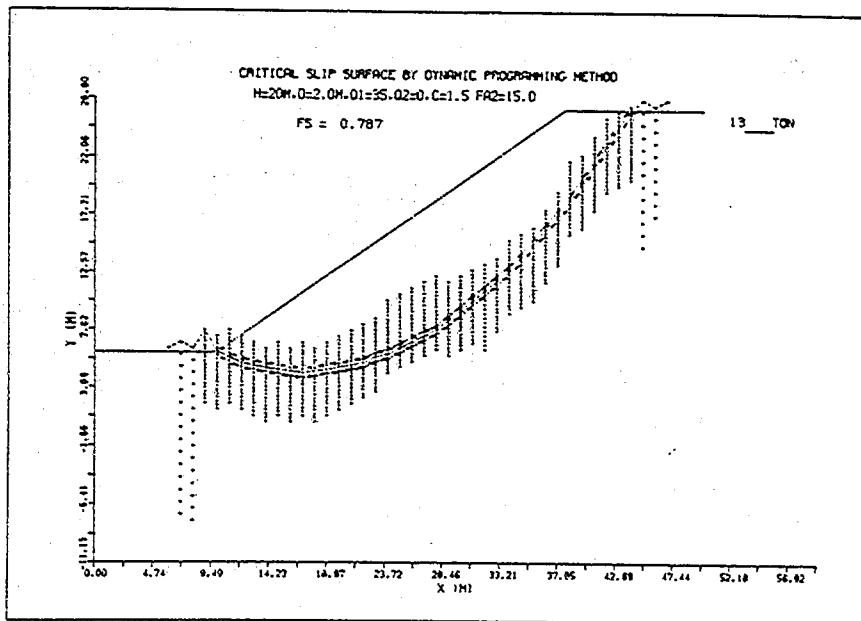
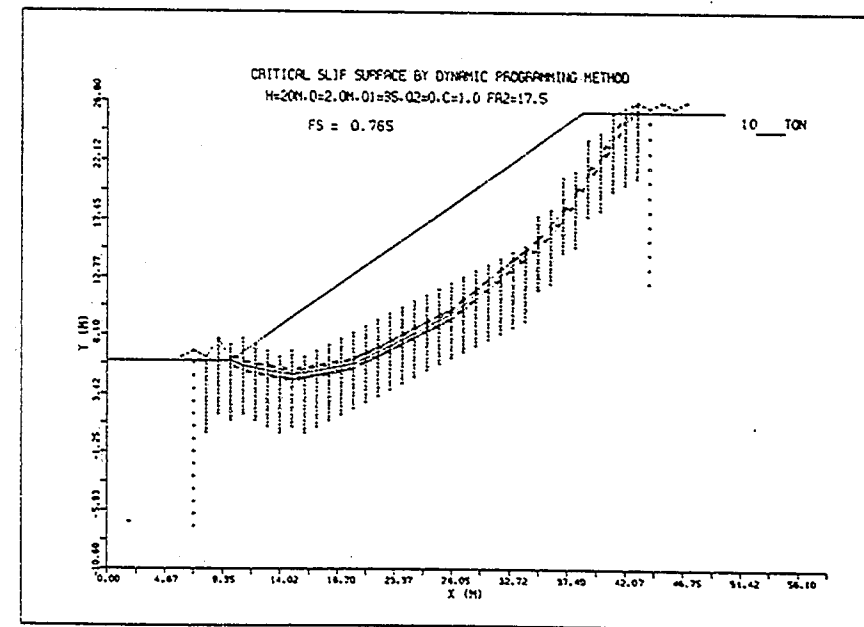
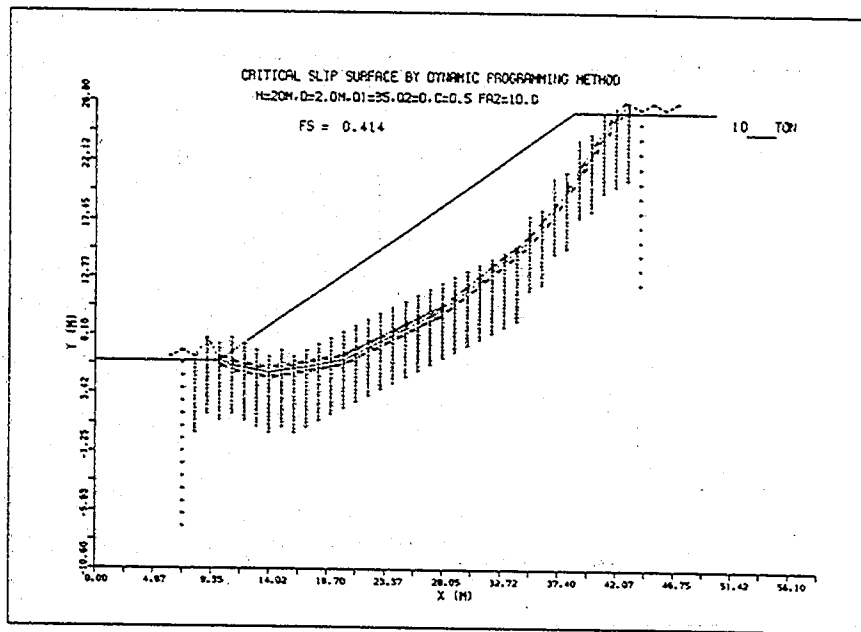
(1). 自然斜面ケース (N o C u t)	99~106
$H=20\text{m}, 40\text{m}, 60\text{m}, 80\text{m}$	
$\theta_1=25^\circ, 35^\circ$	
(2). 切り土斜面ケース (CUT1~CUT3)	107~115
$H=20\text{m}, 40\text{m}, 60\text{m}$	
$\theta_1=25^\circ$	

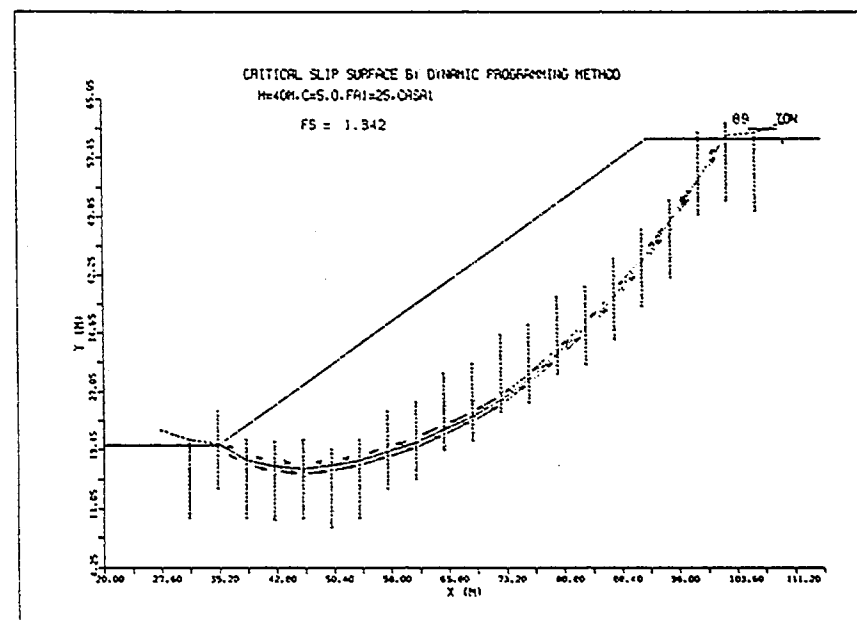
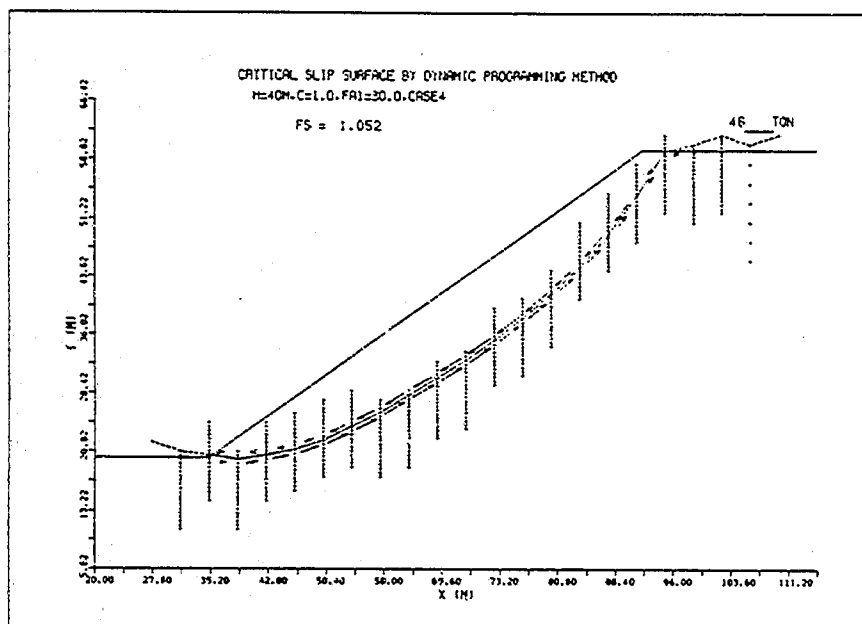
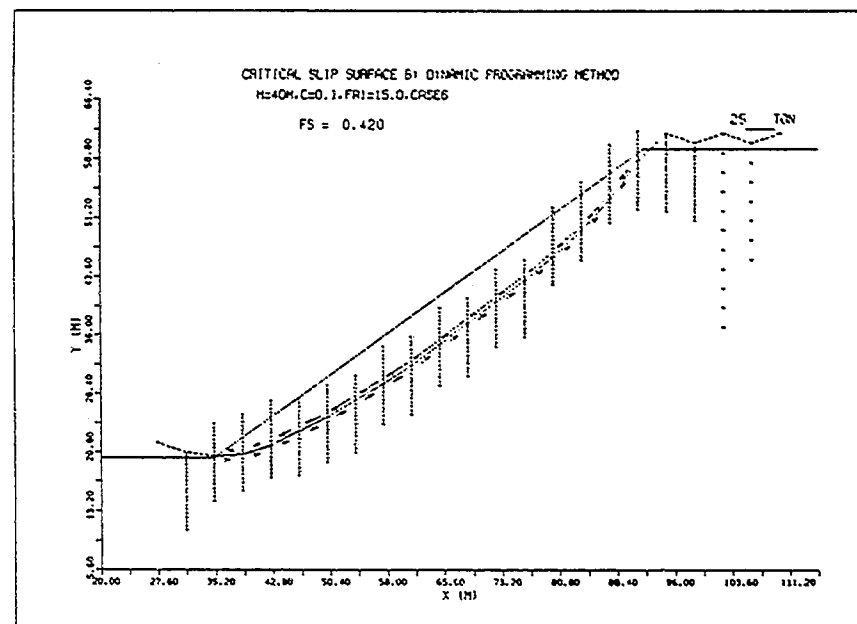
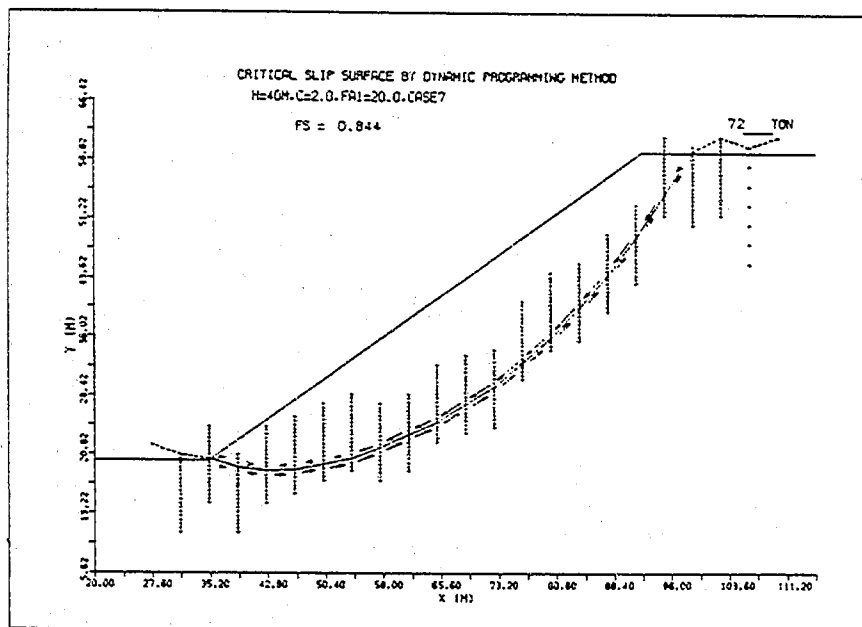


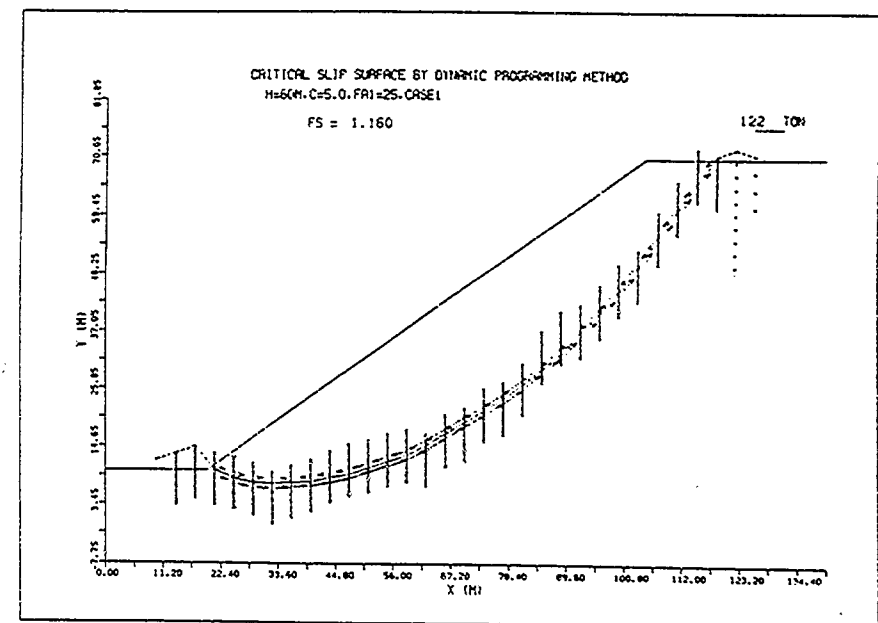
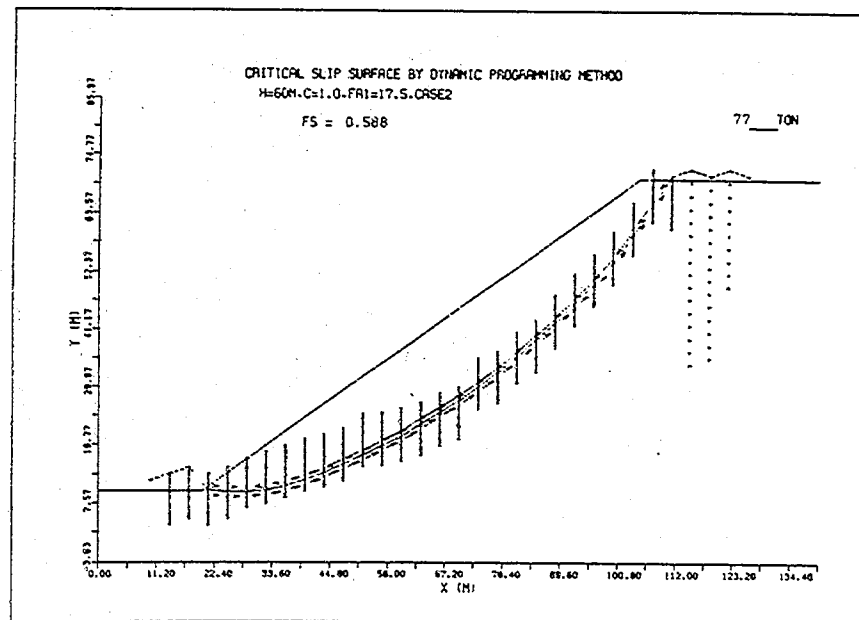
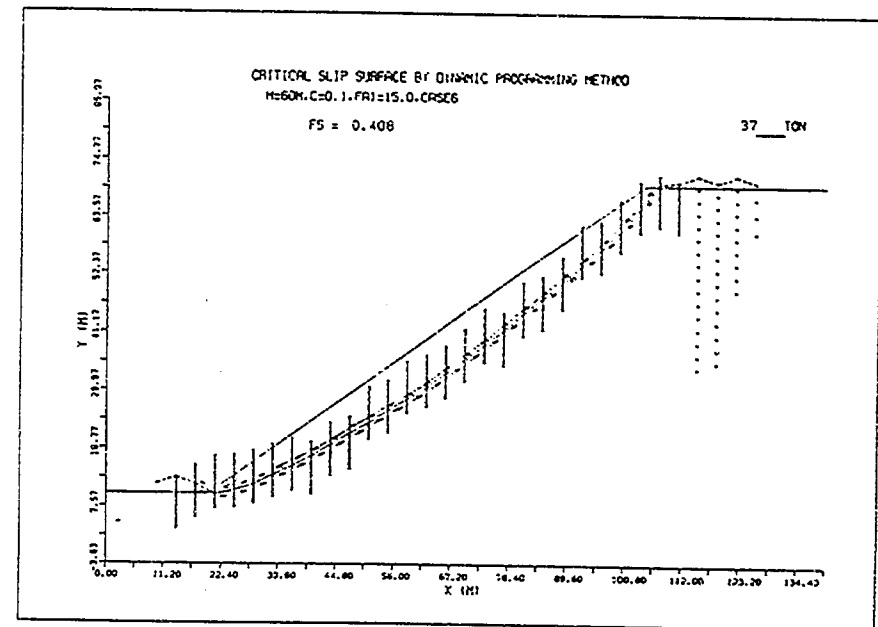
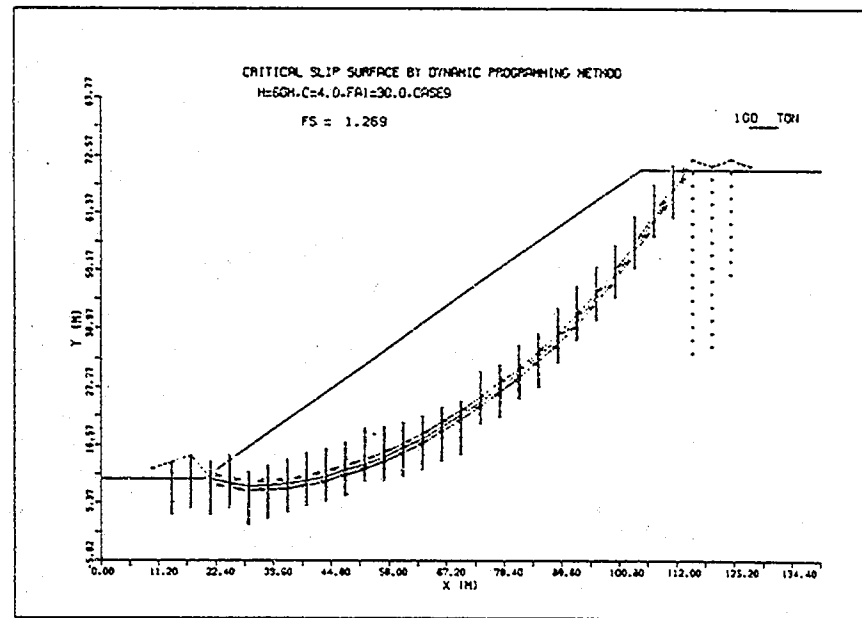


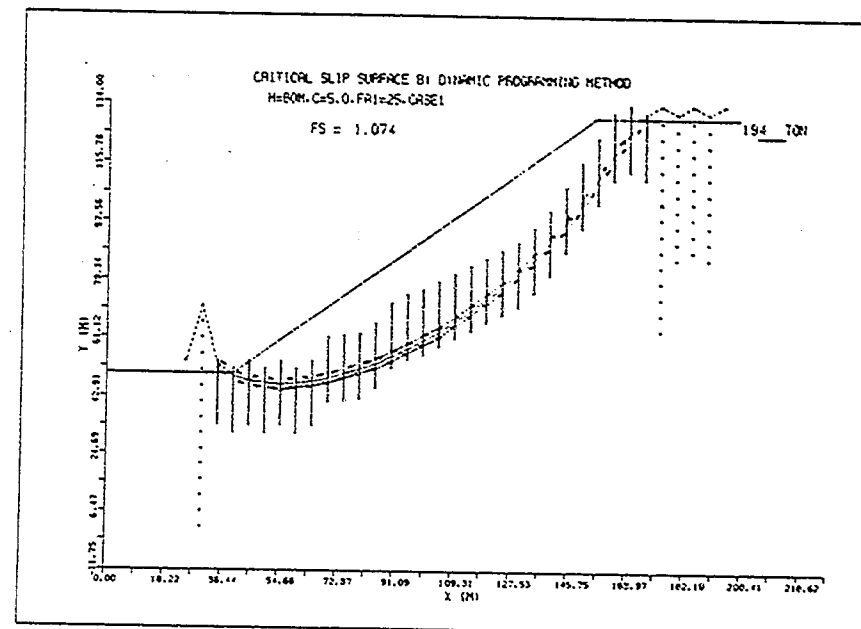
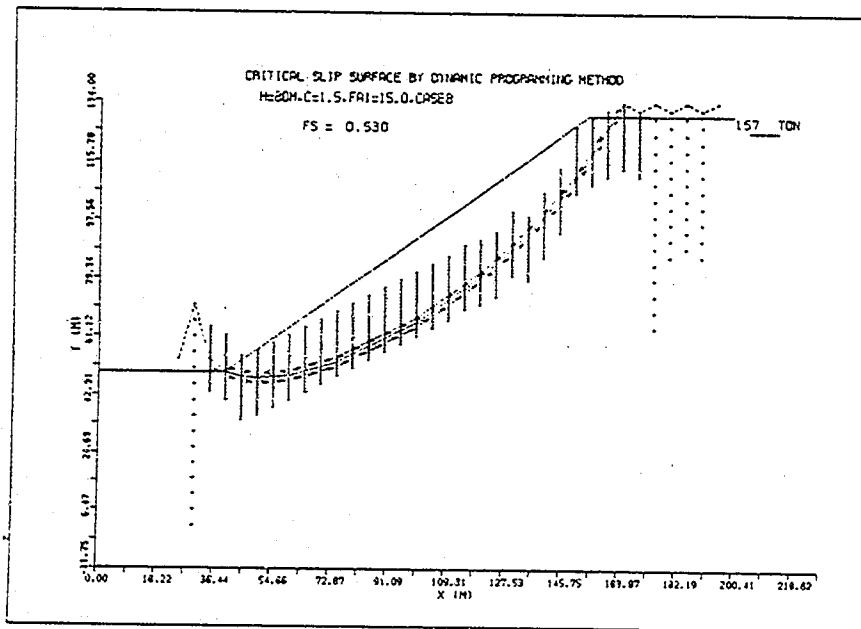
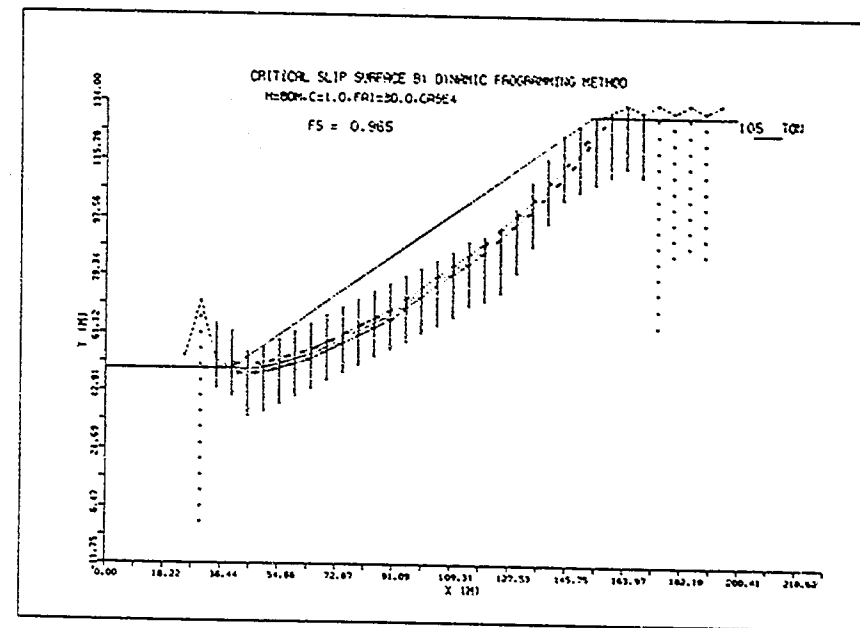
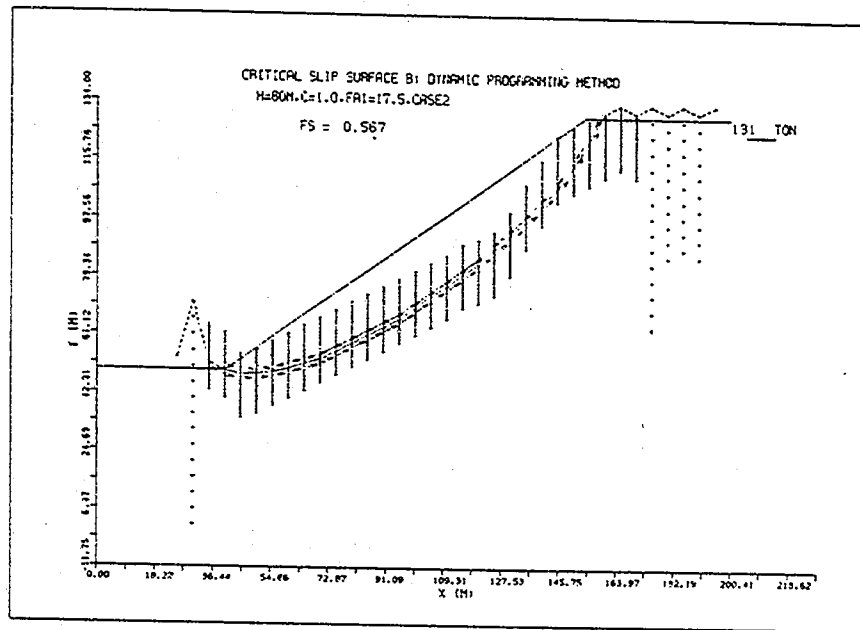


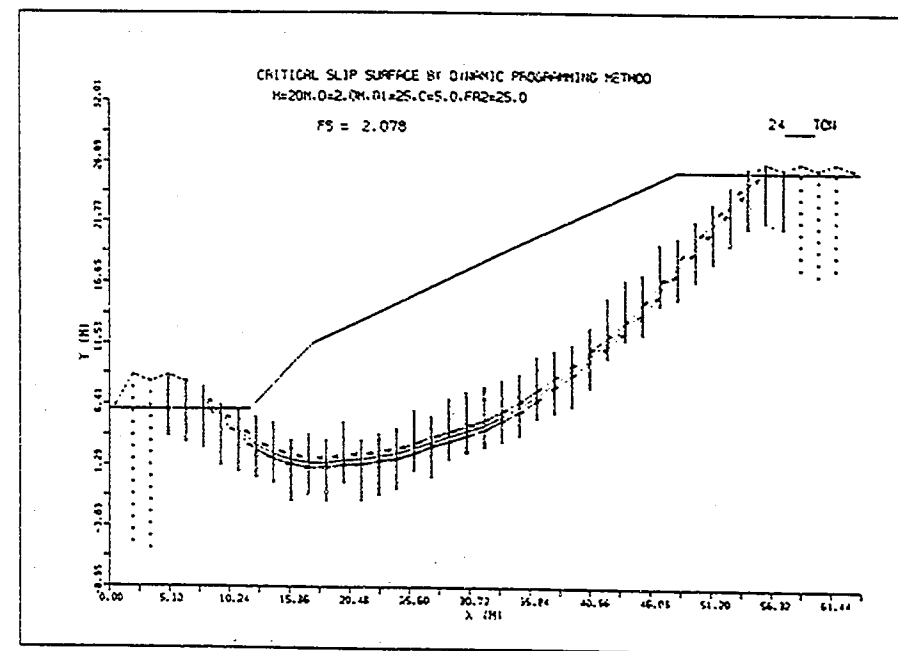
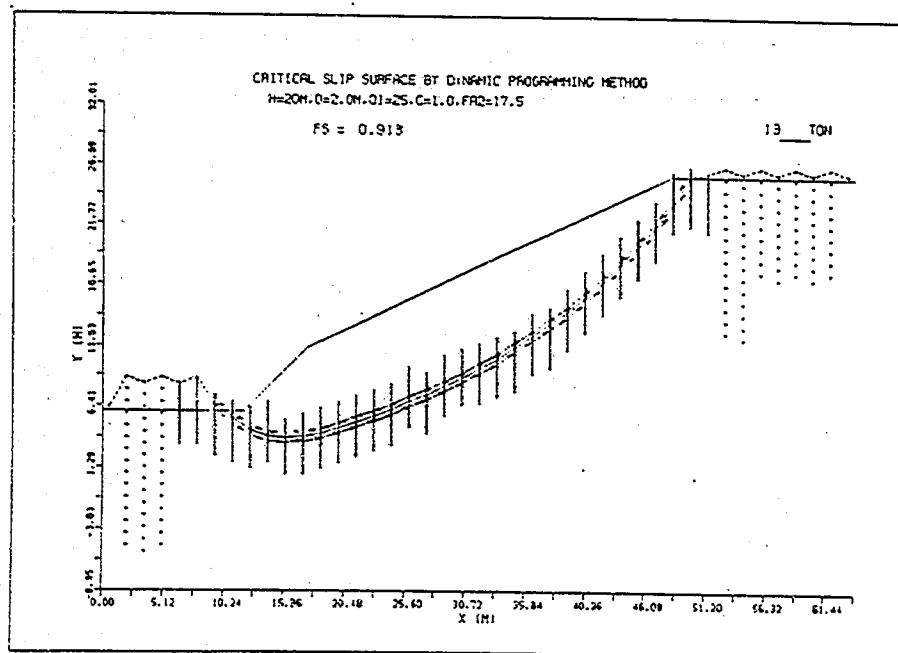
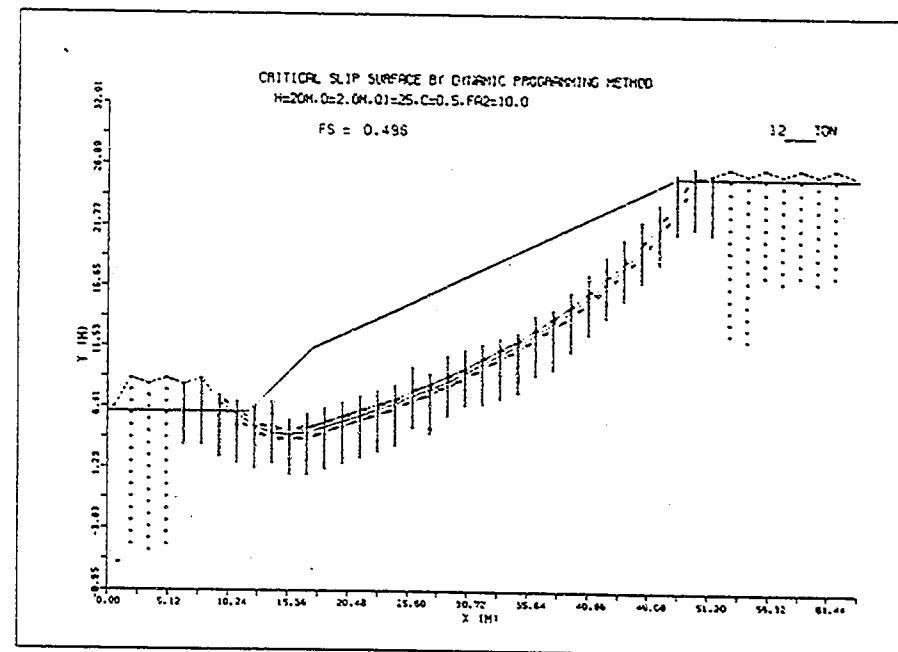
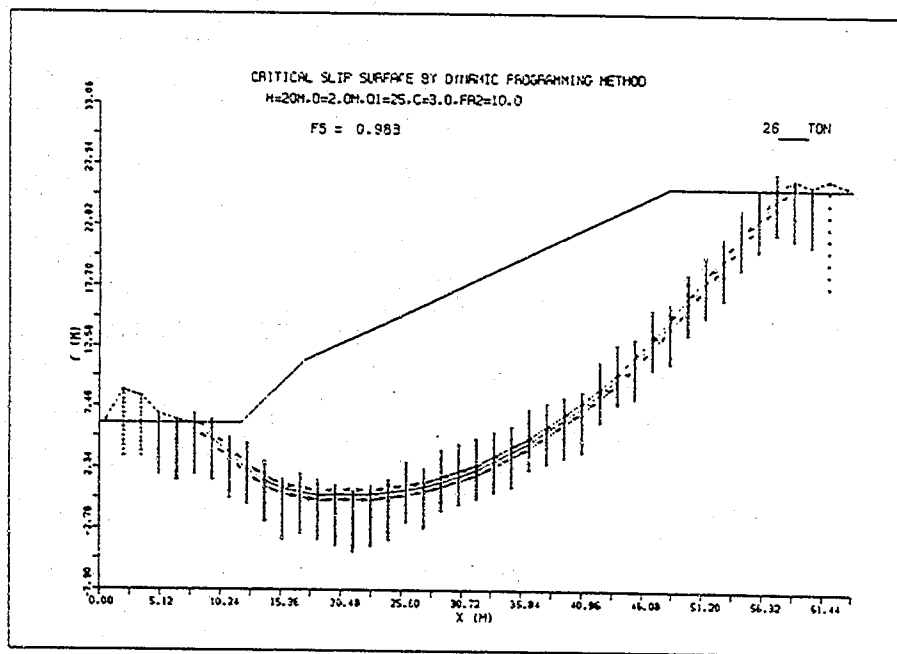


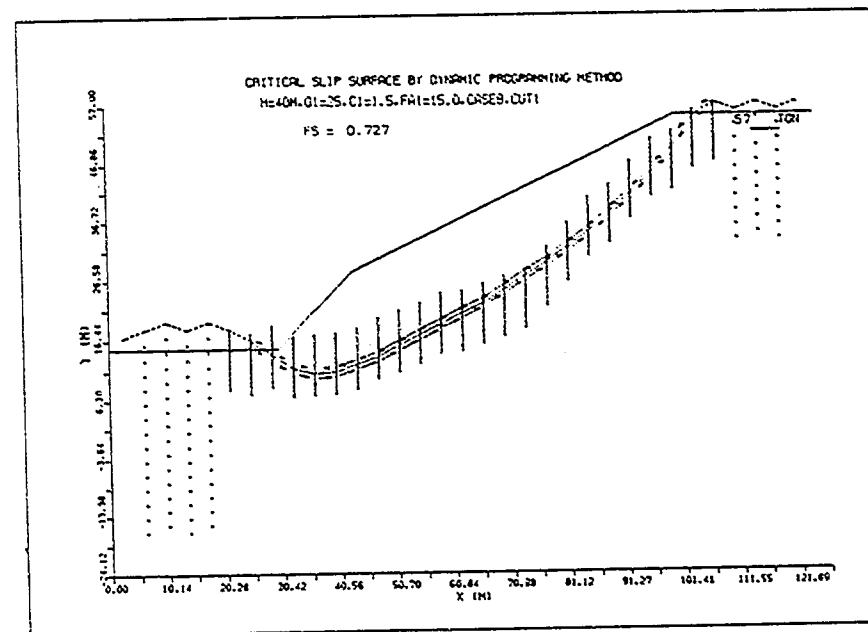
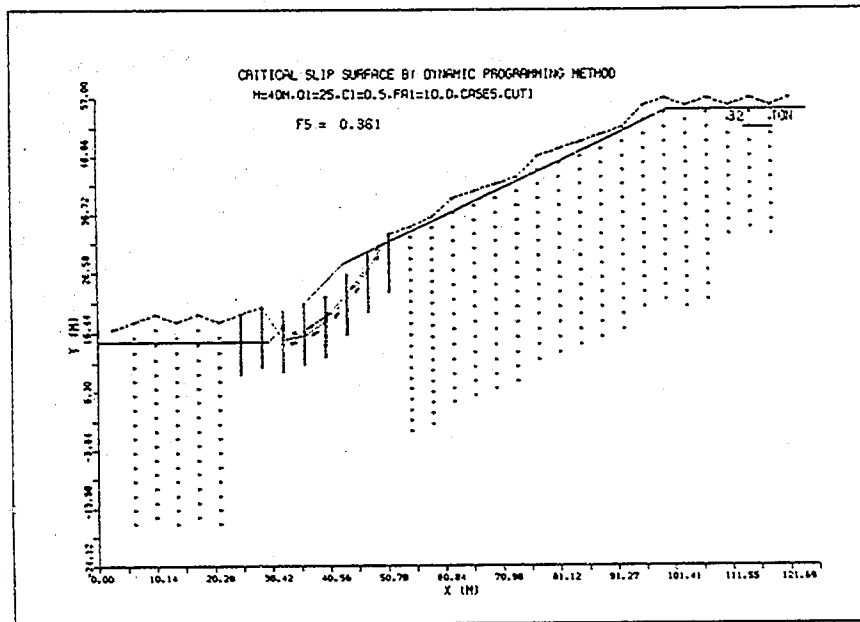
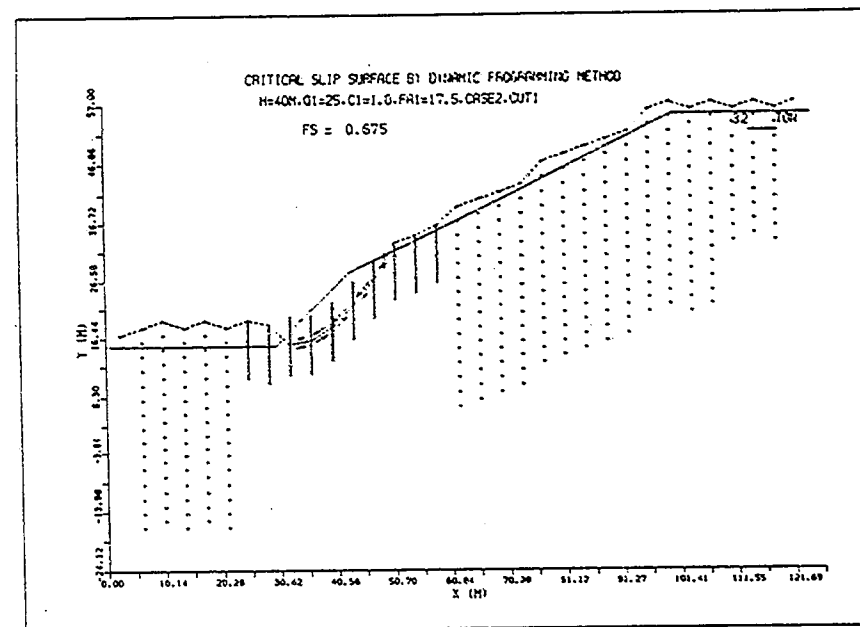
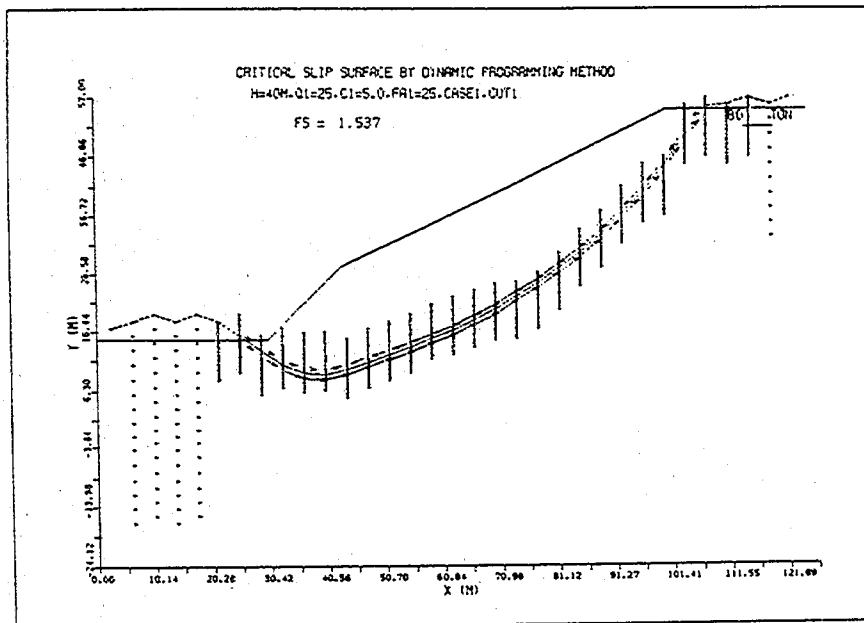


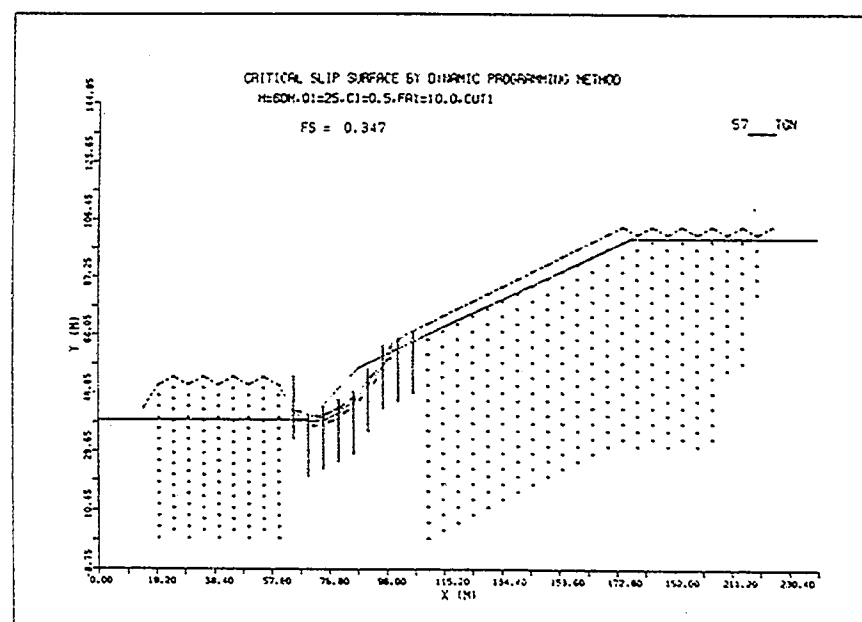
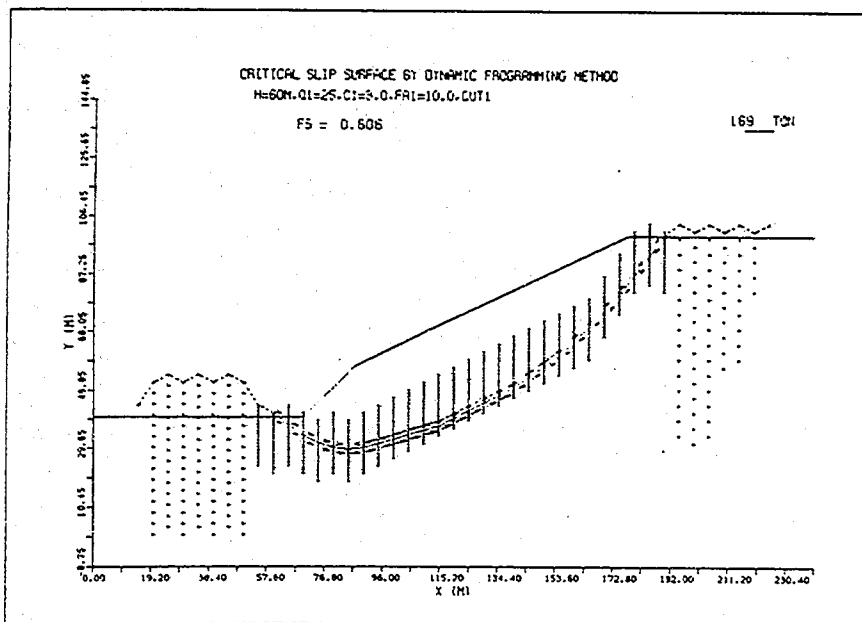
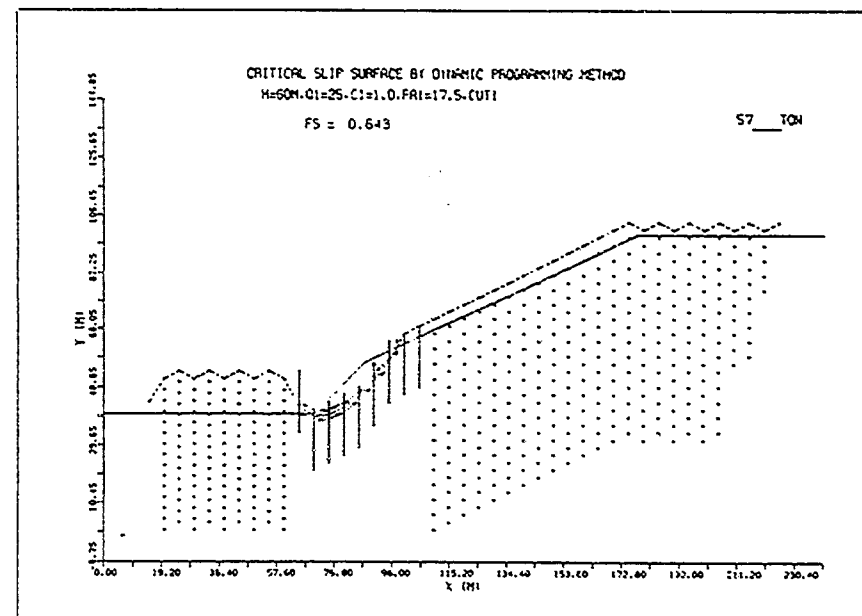
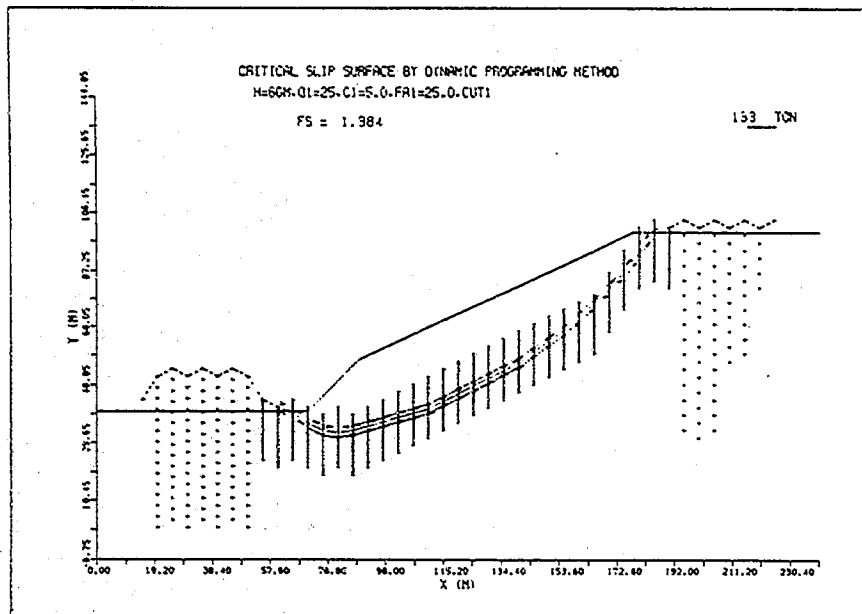


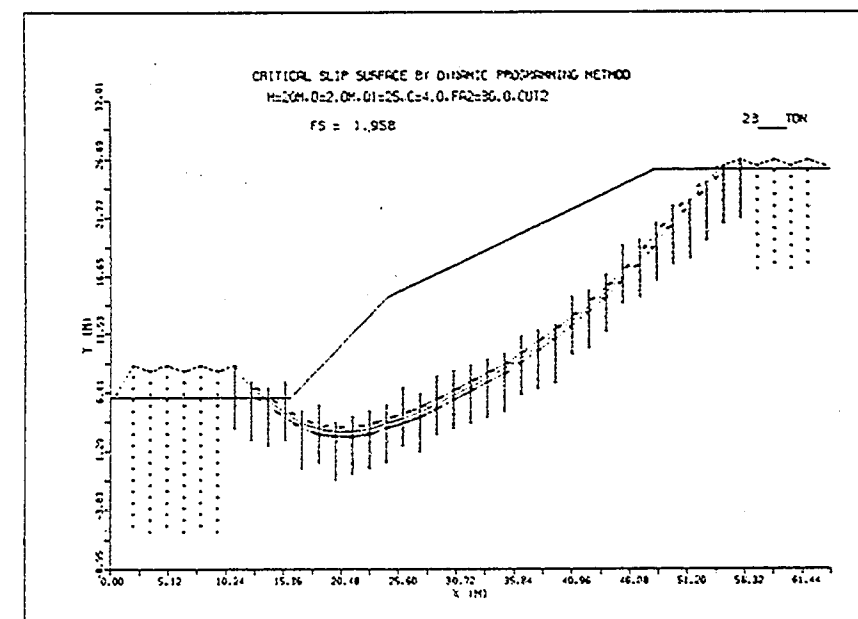
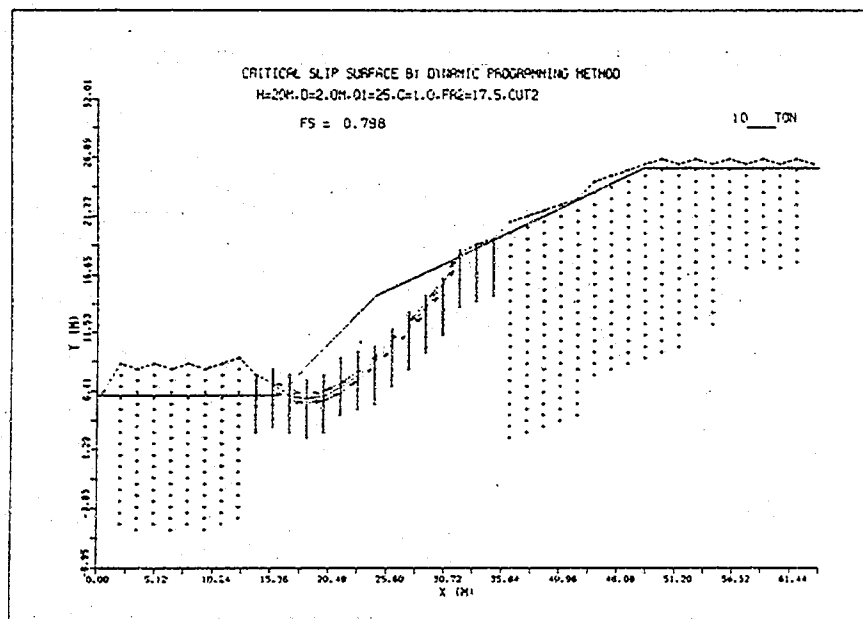
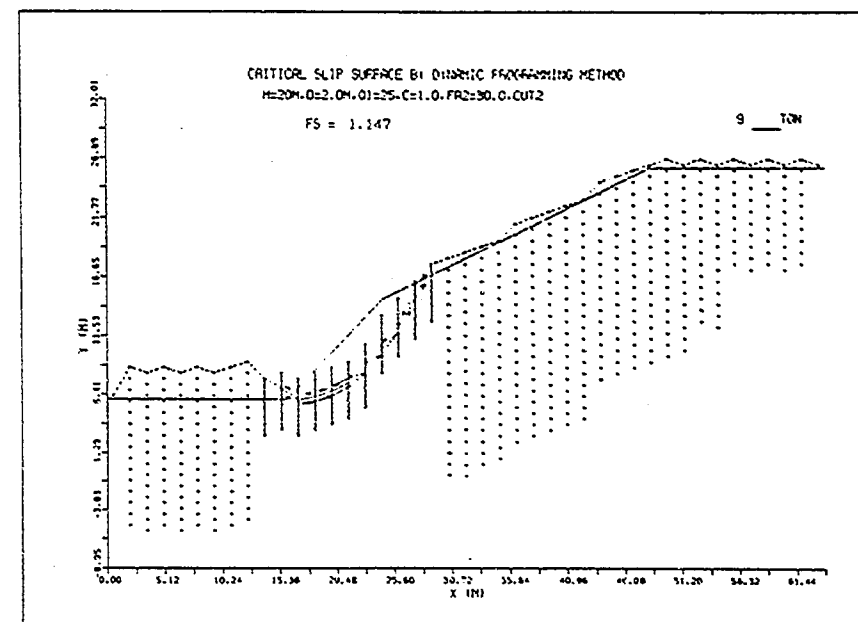
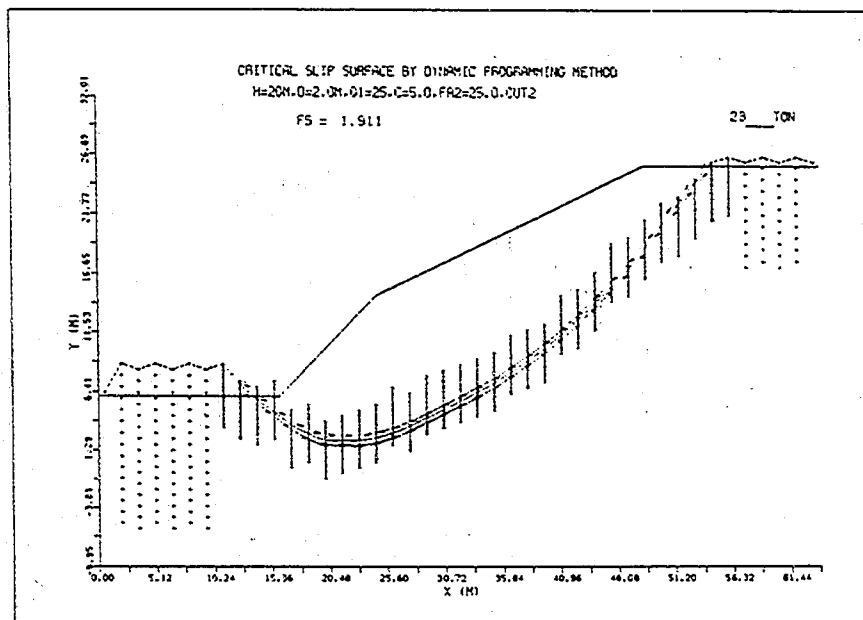


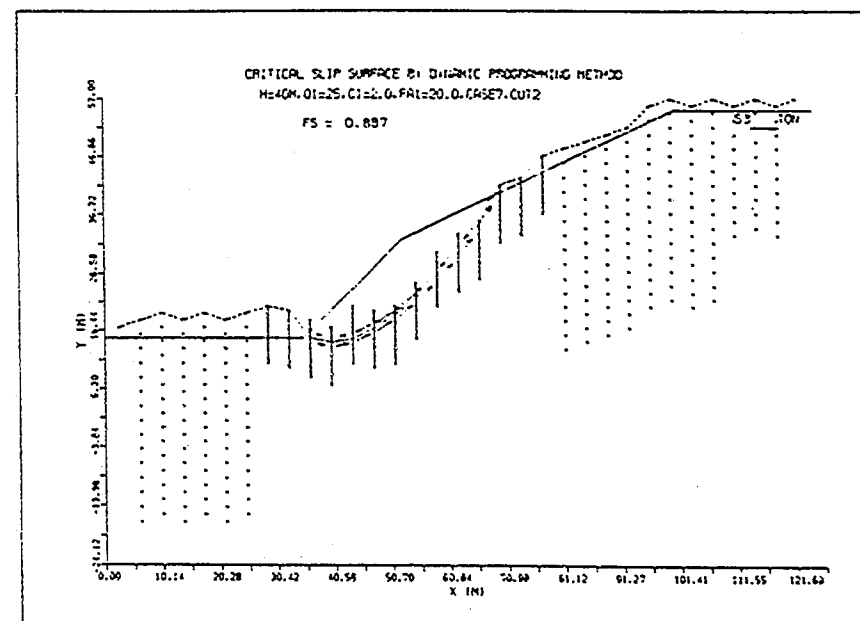
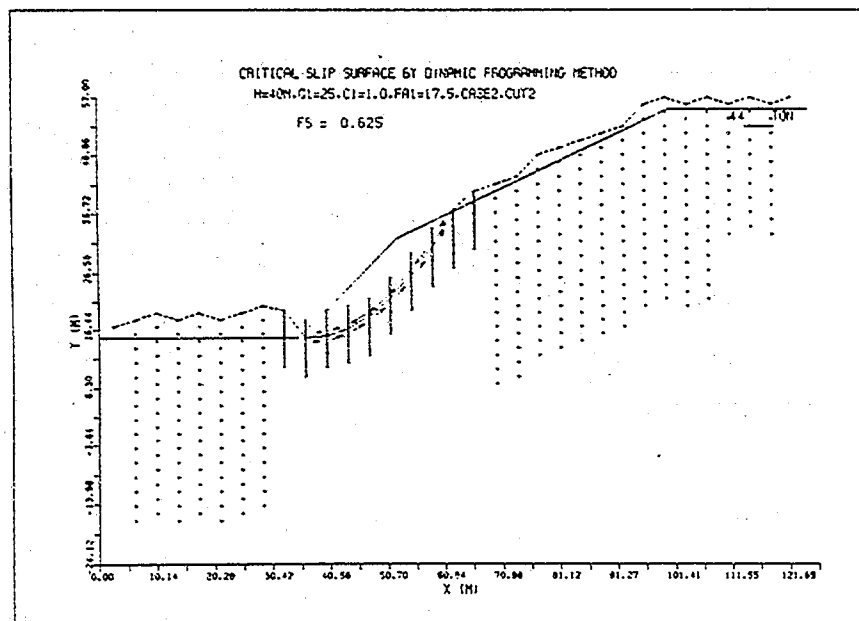
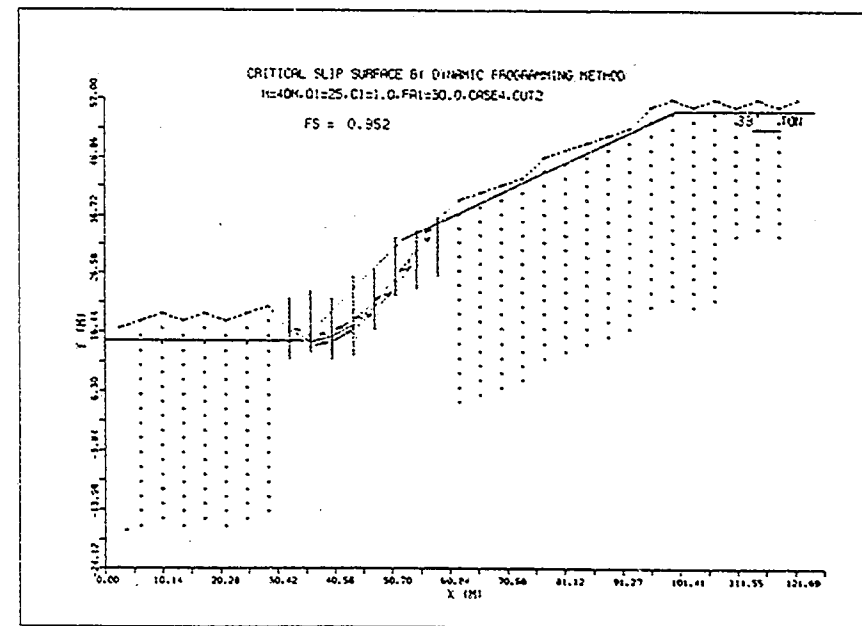
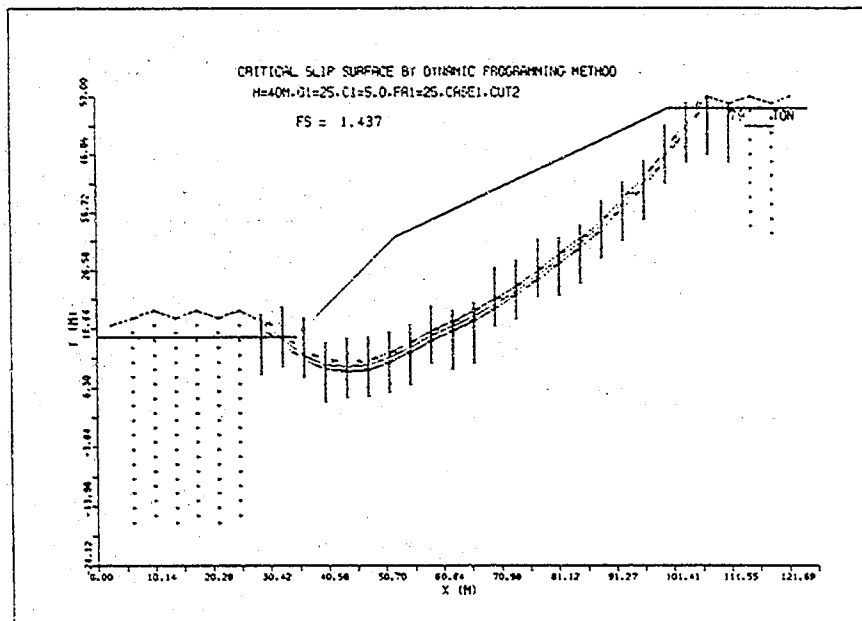


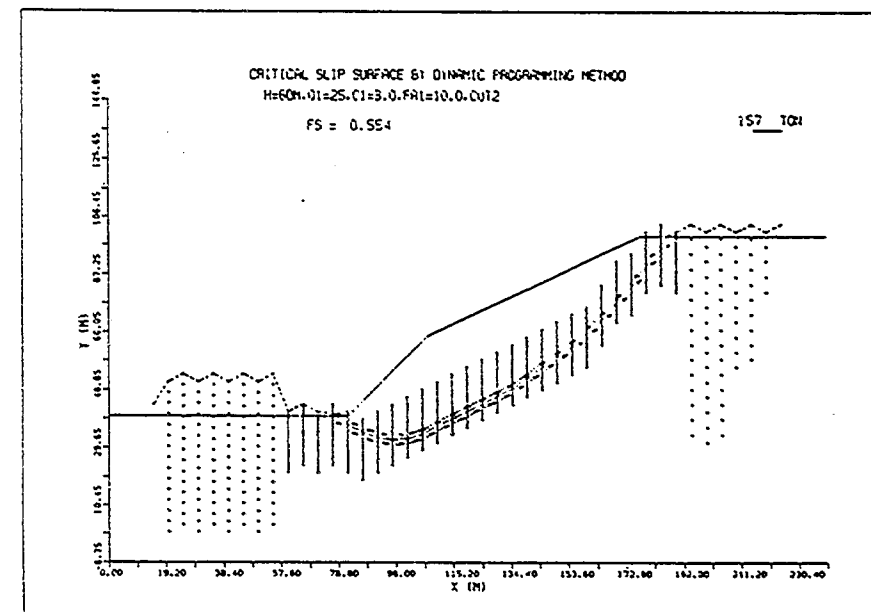
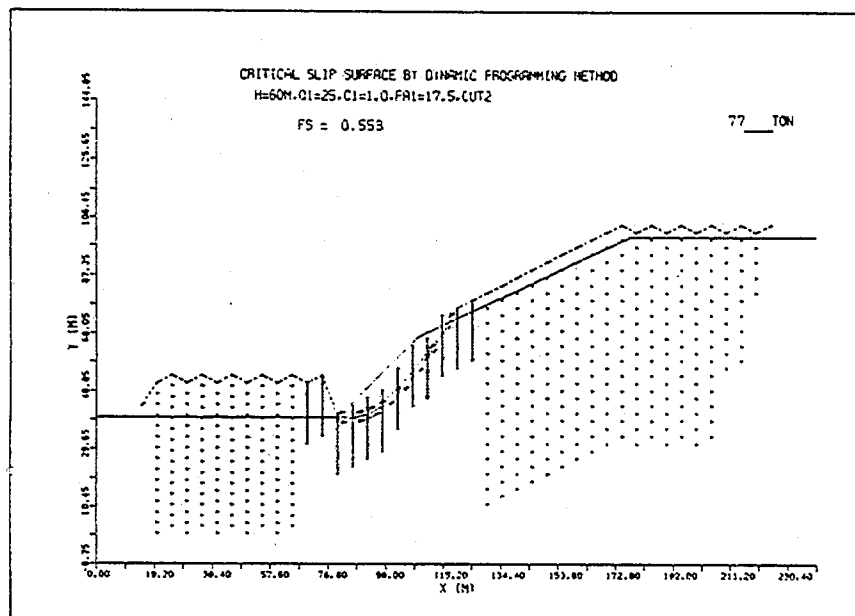
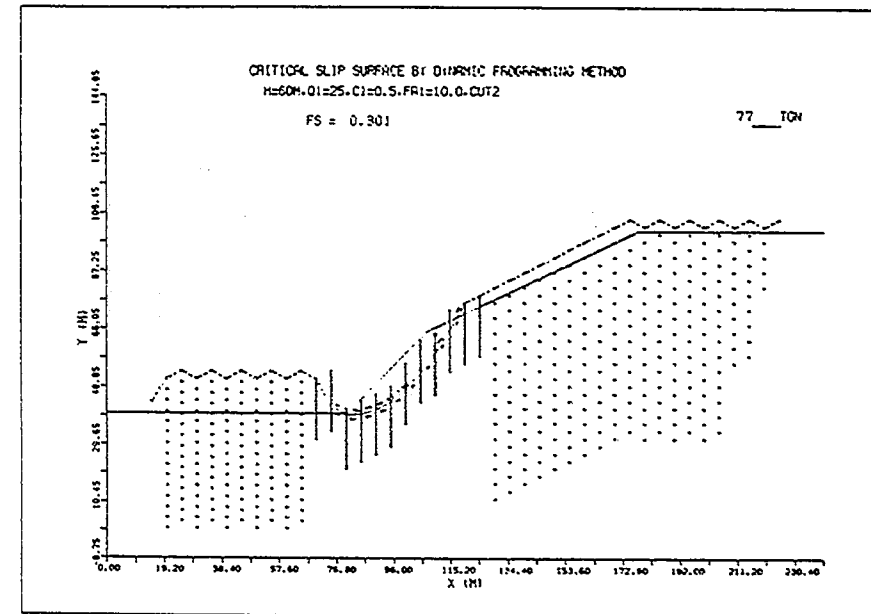
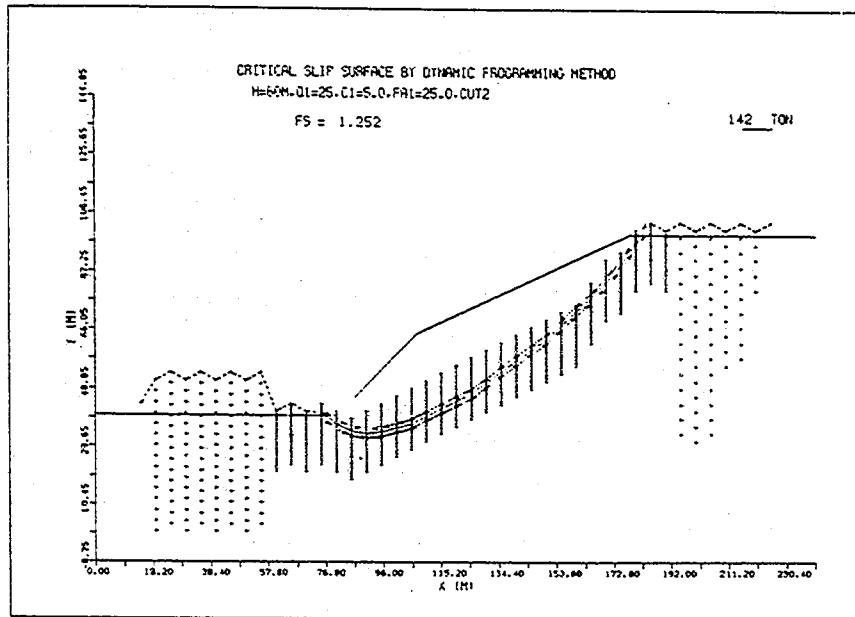


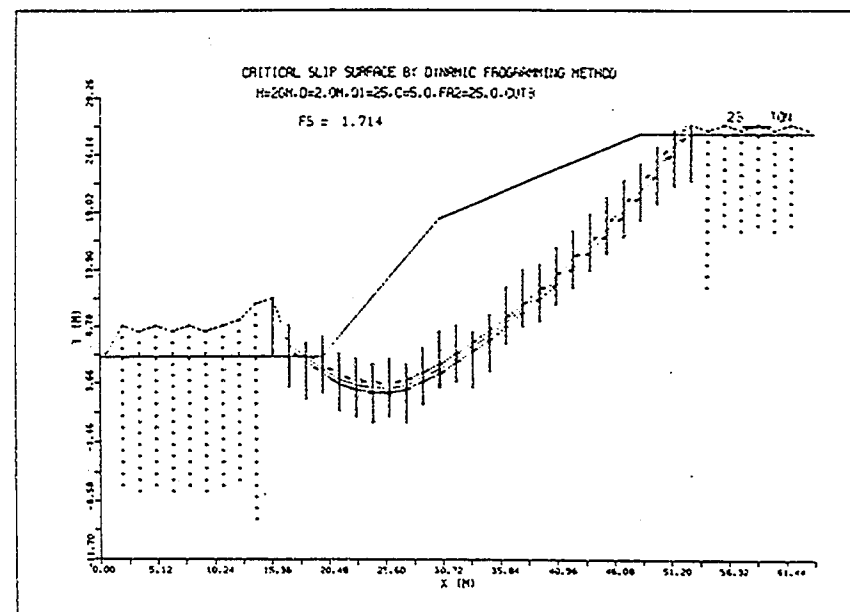
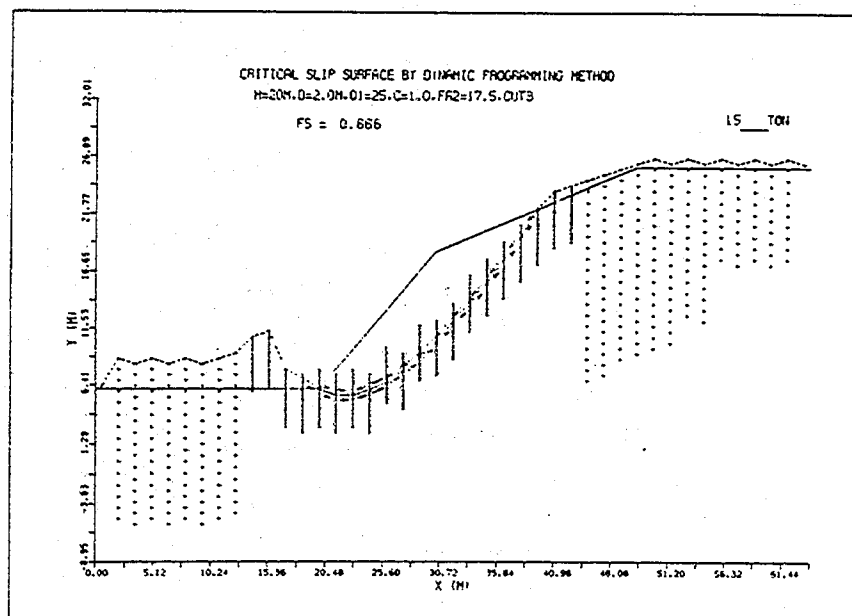
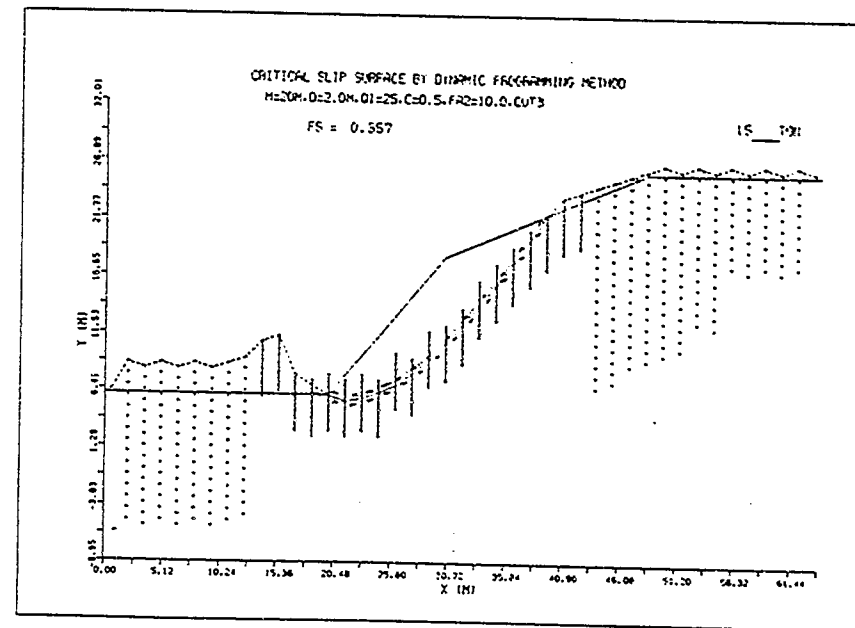
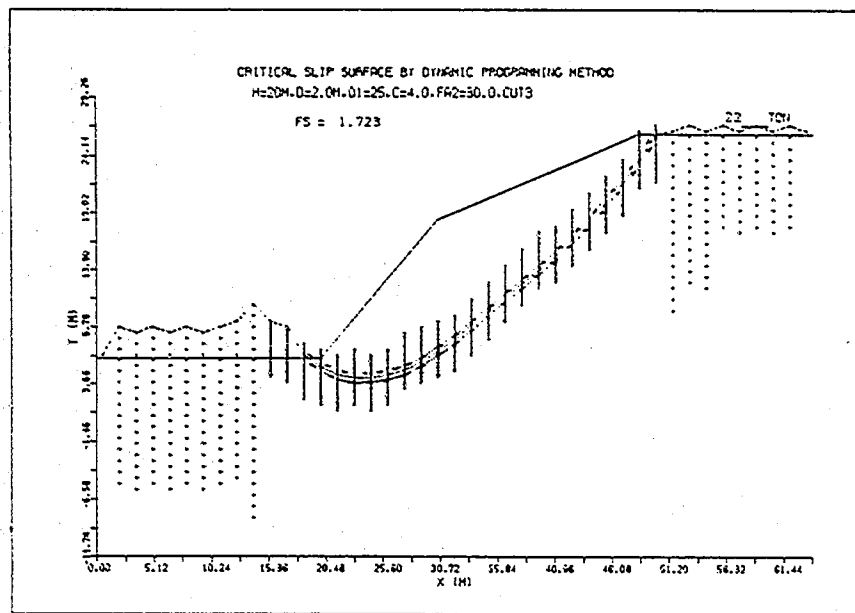


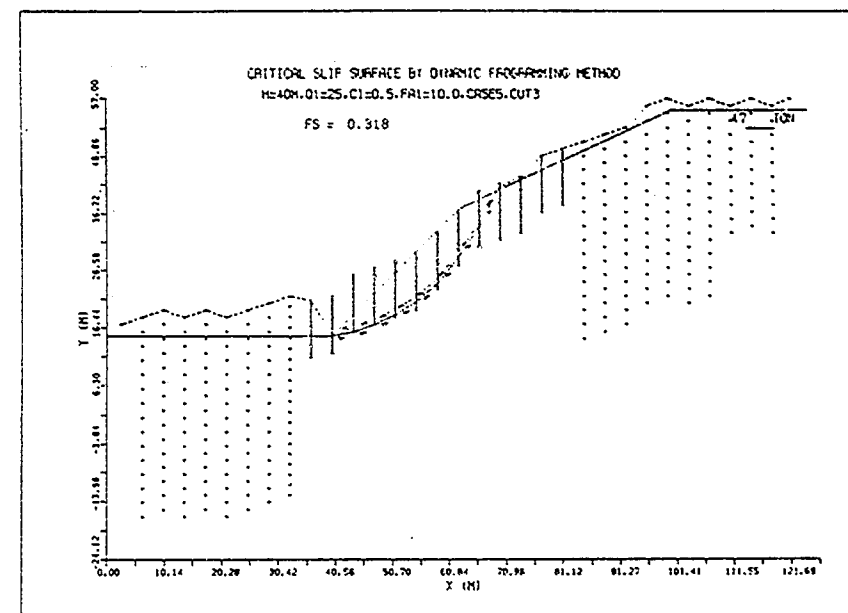
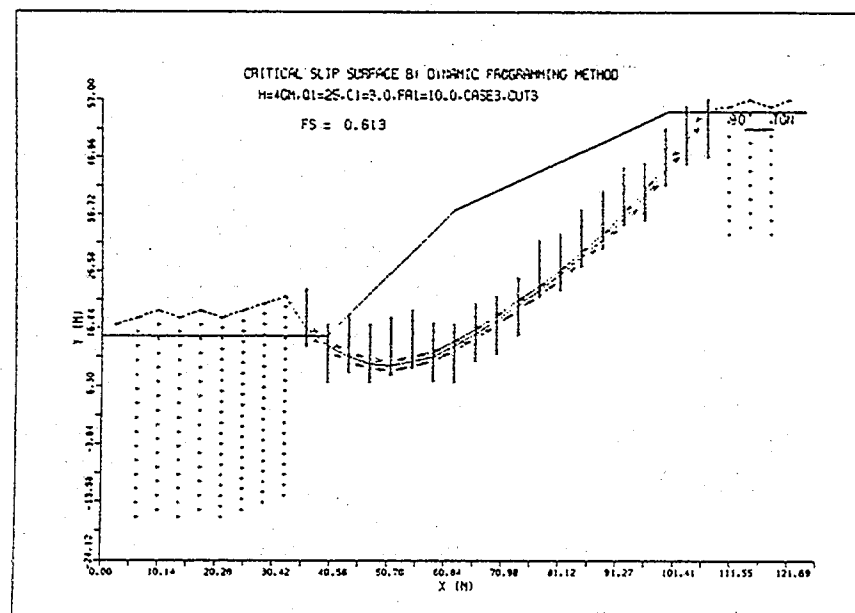
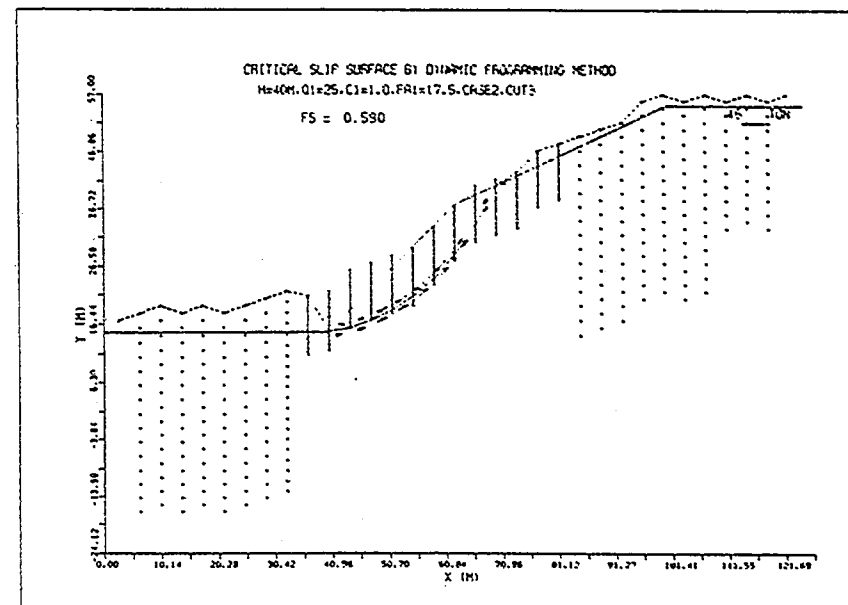
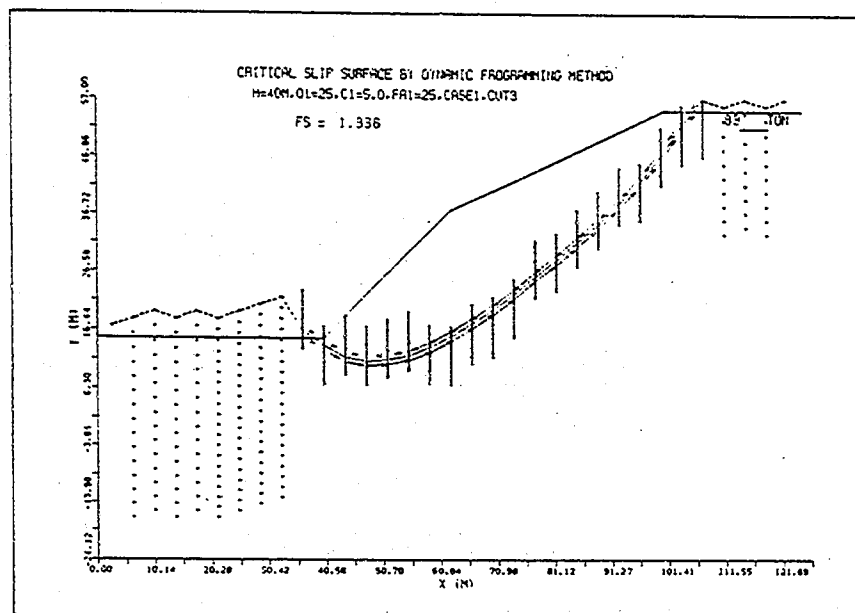


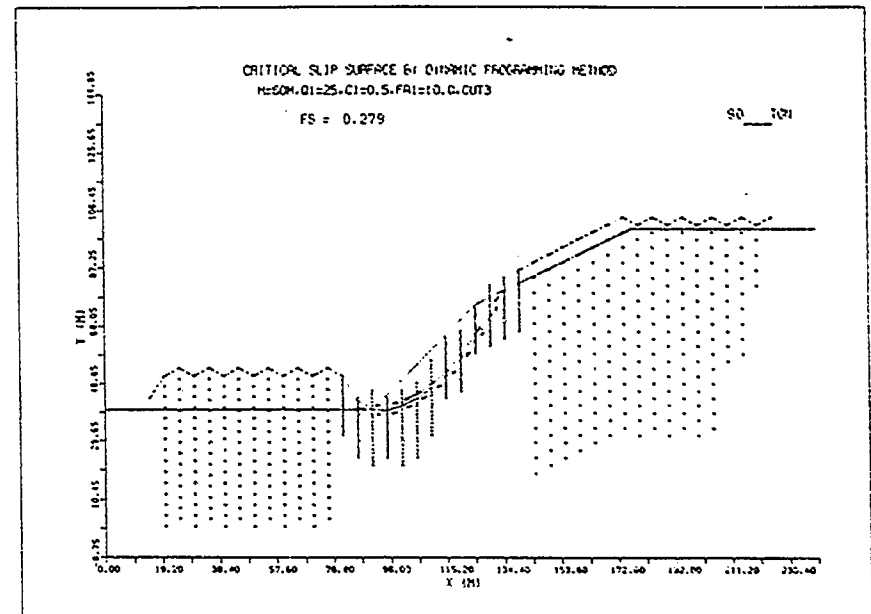
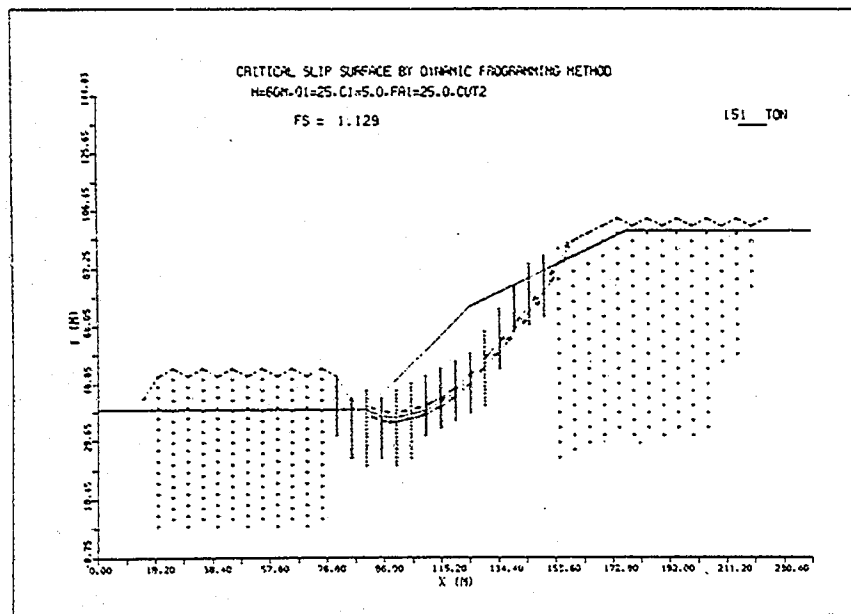
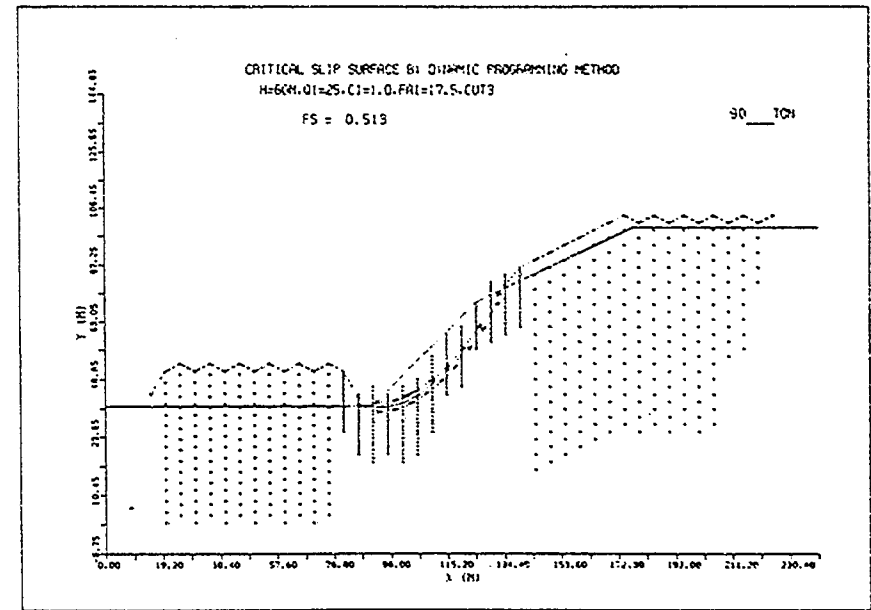
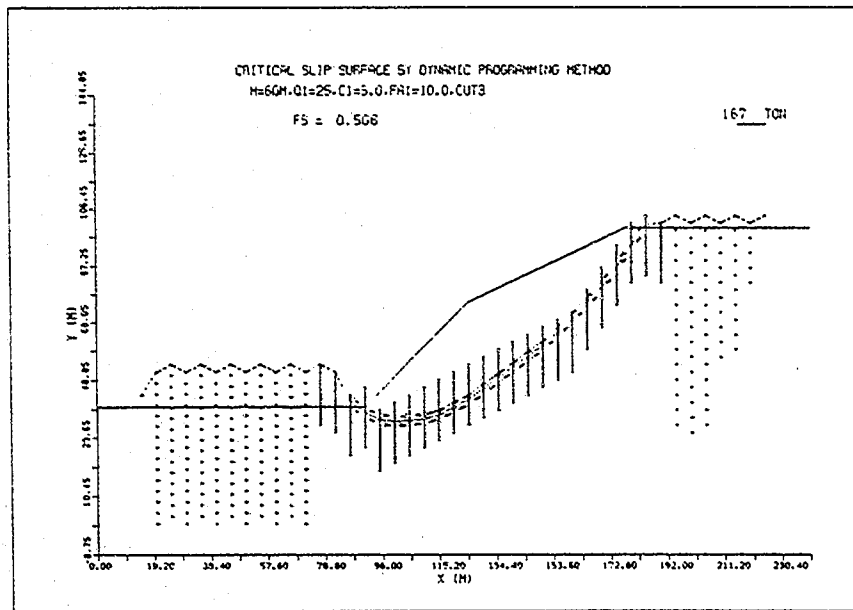






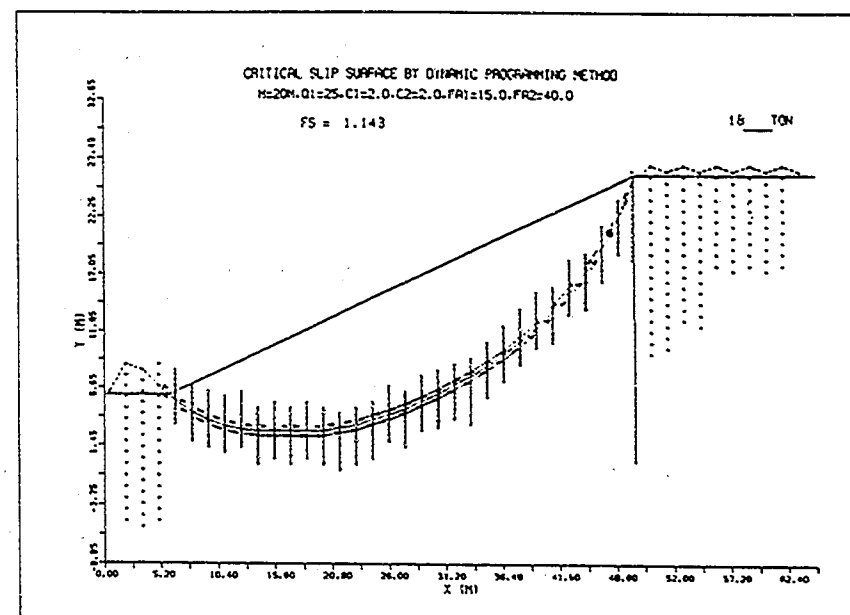
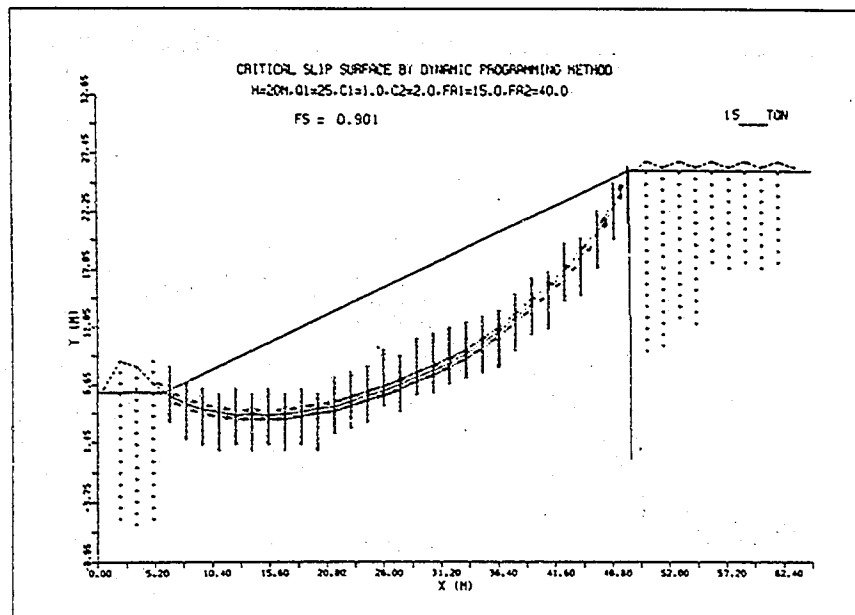
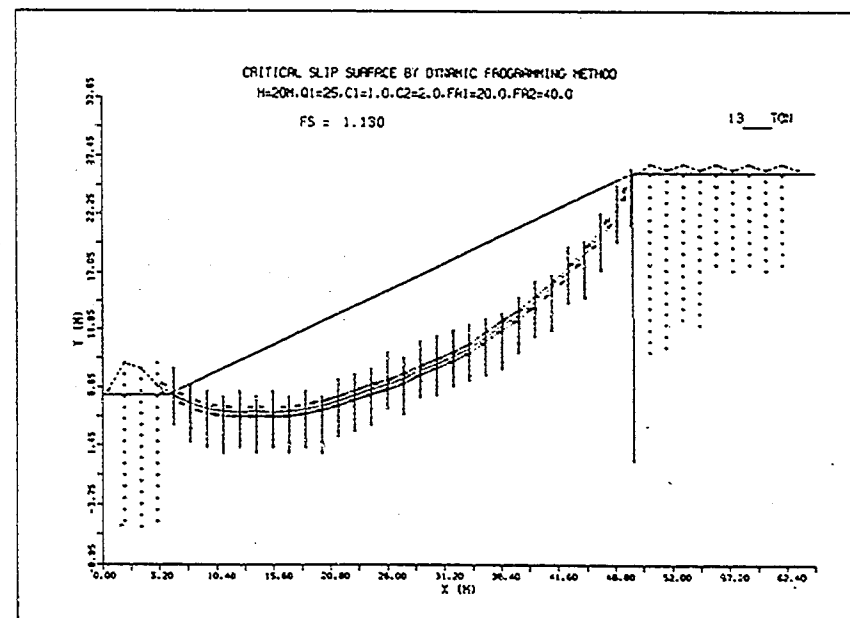
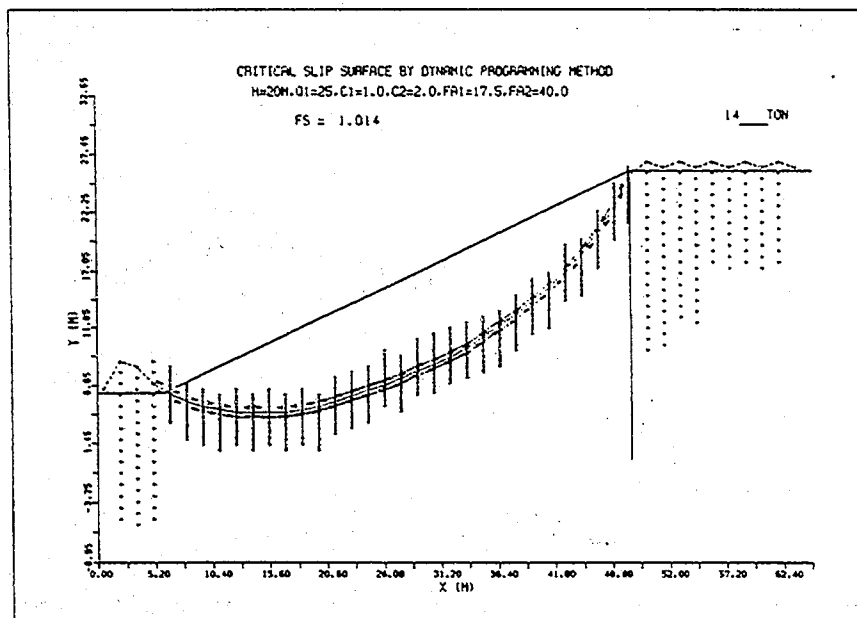


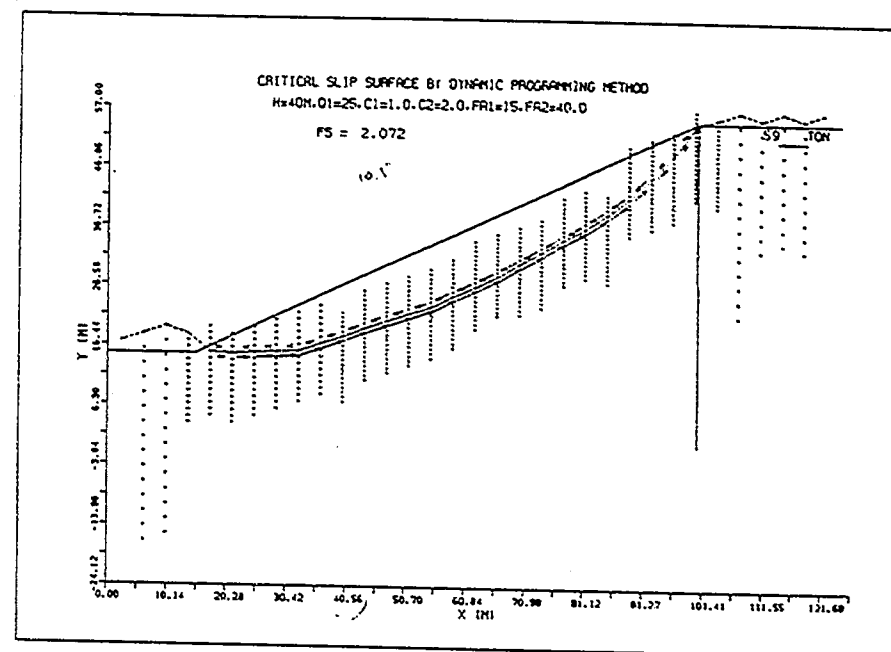
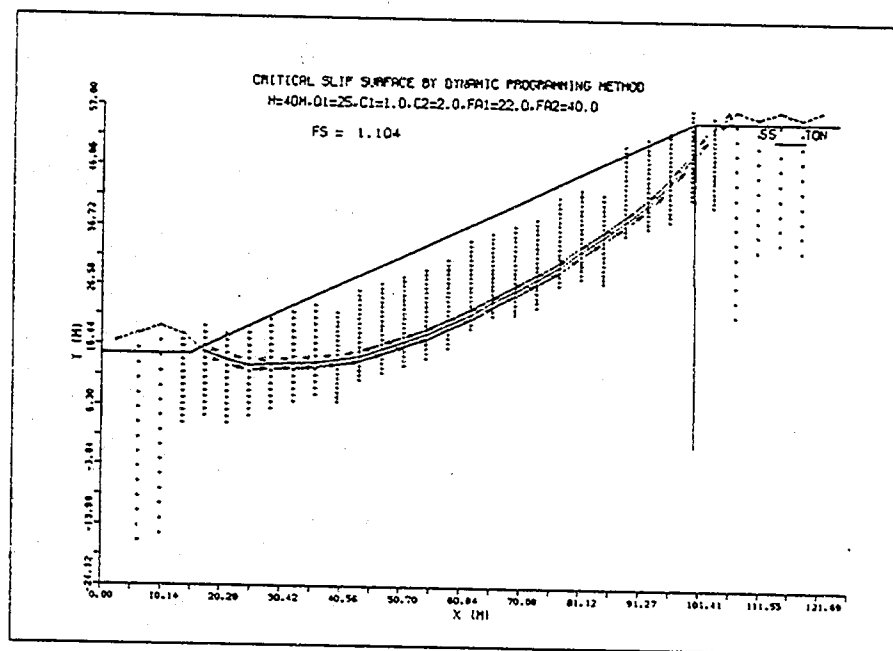
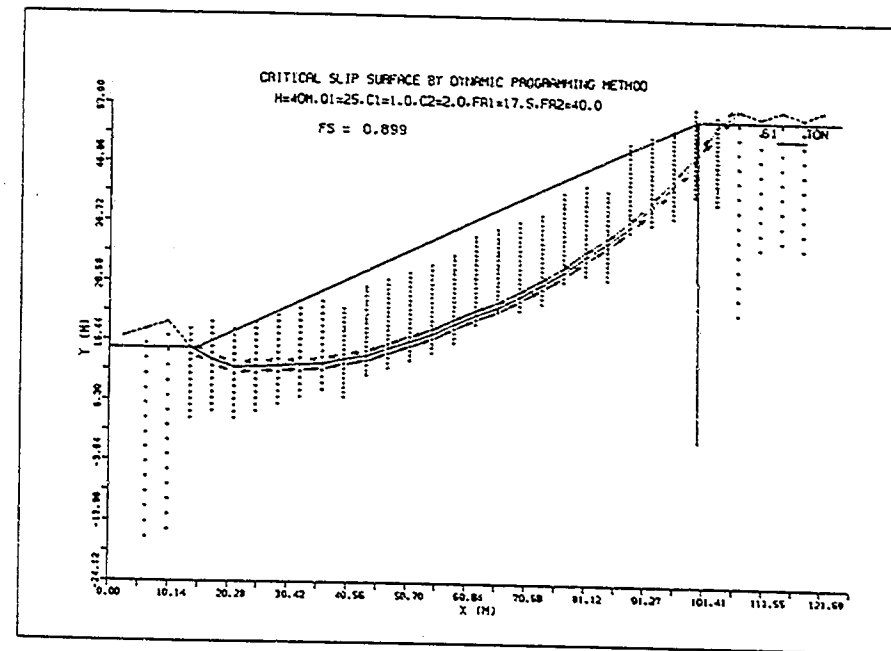
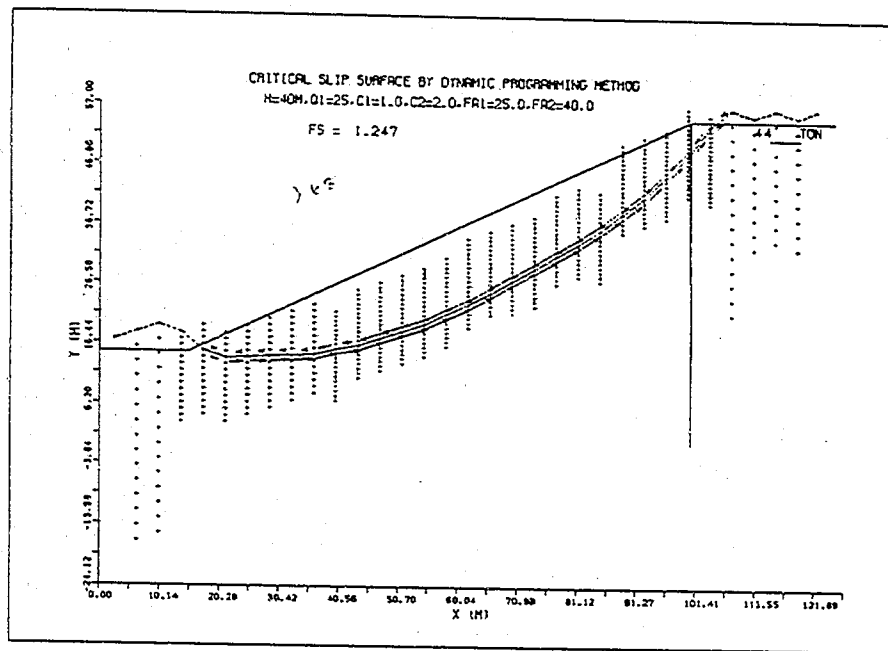


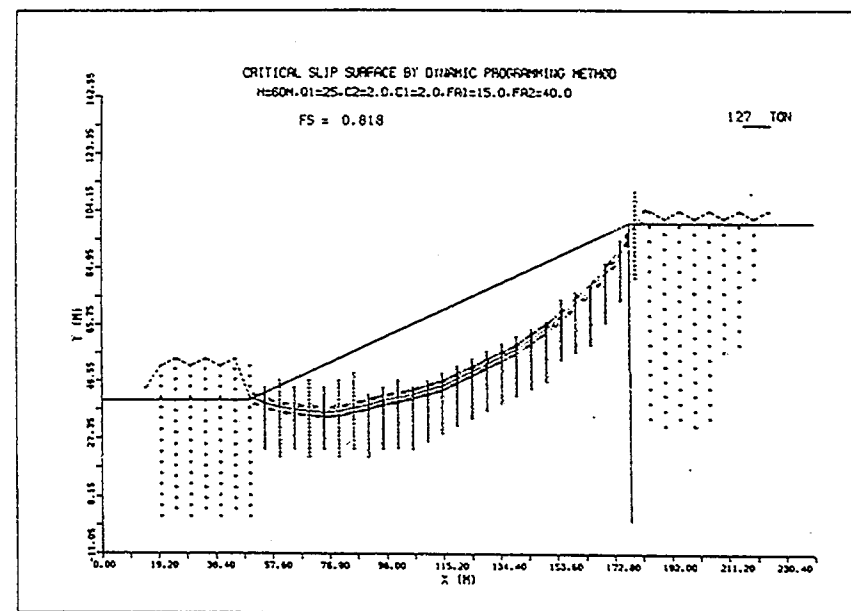
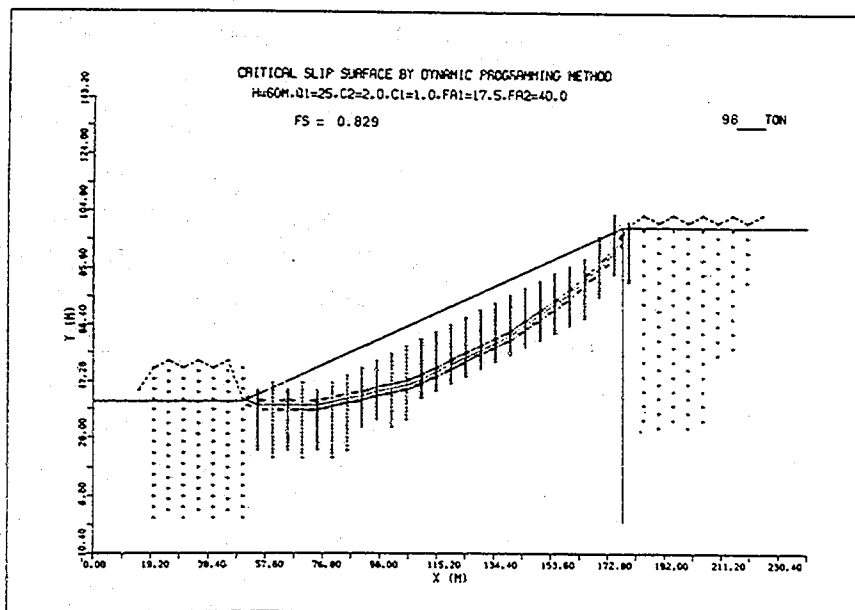
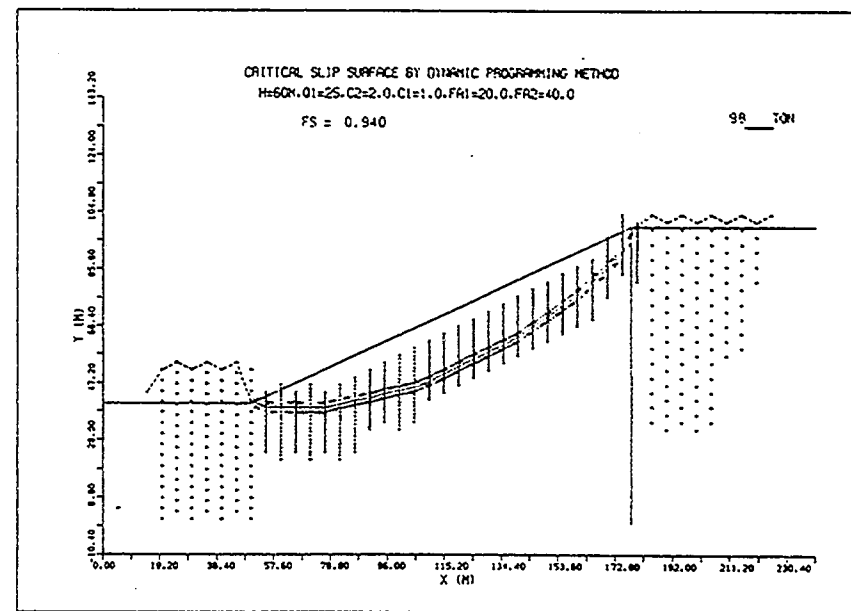
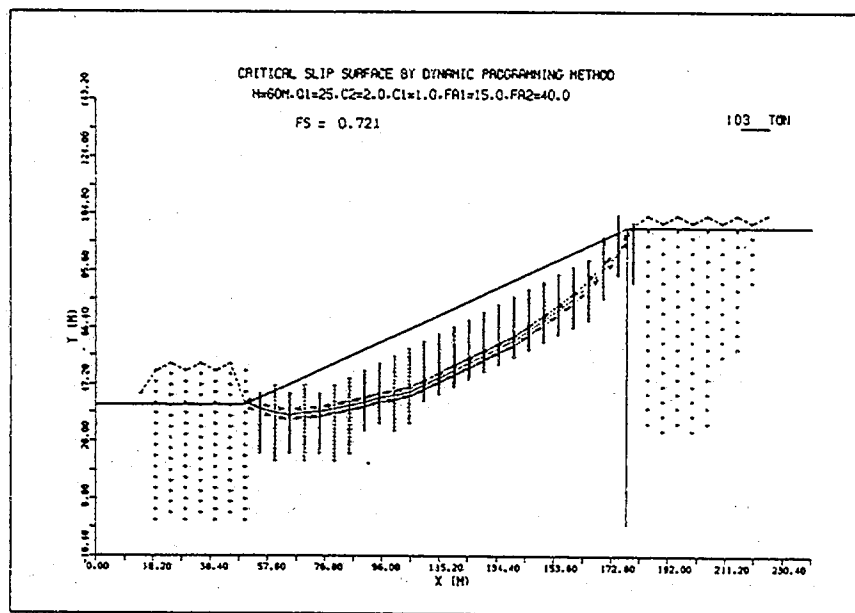


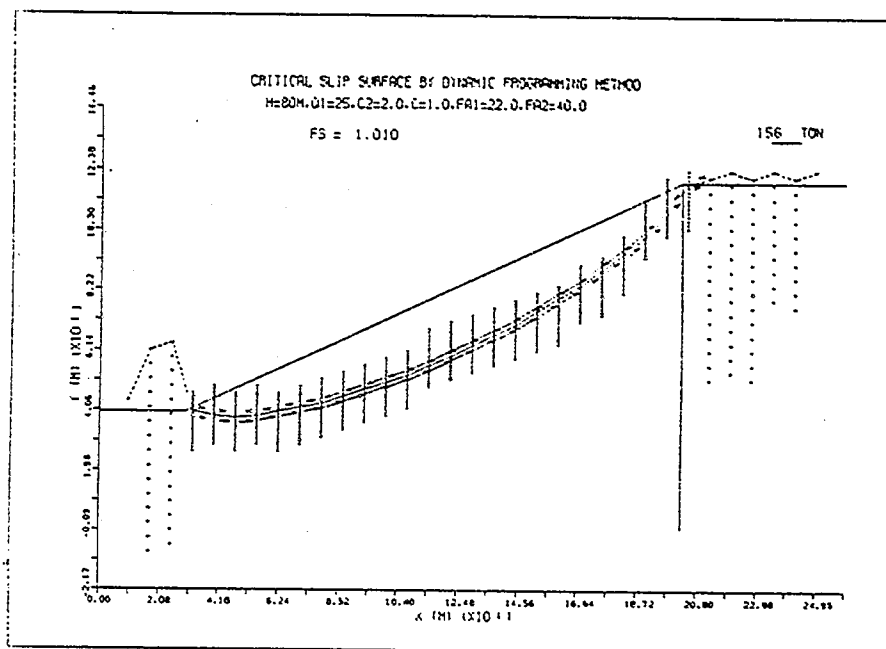
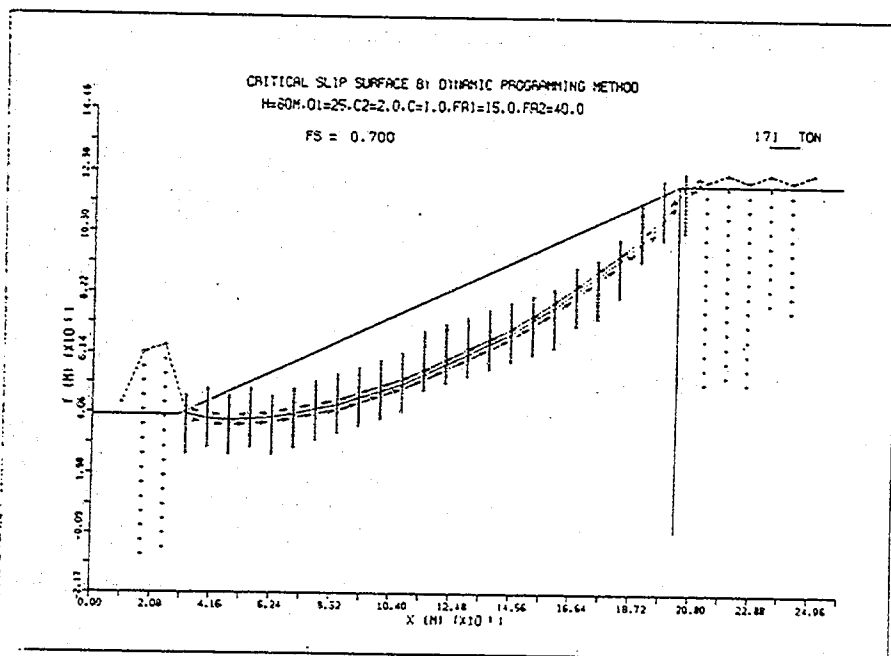
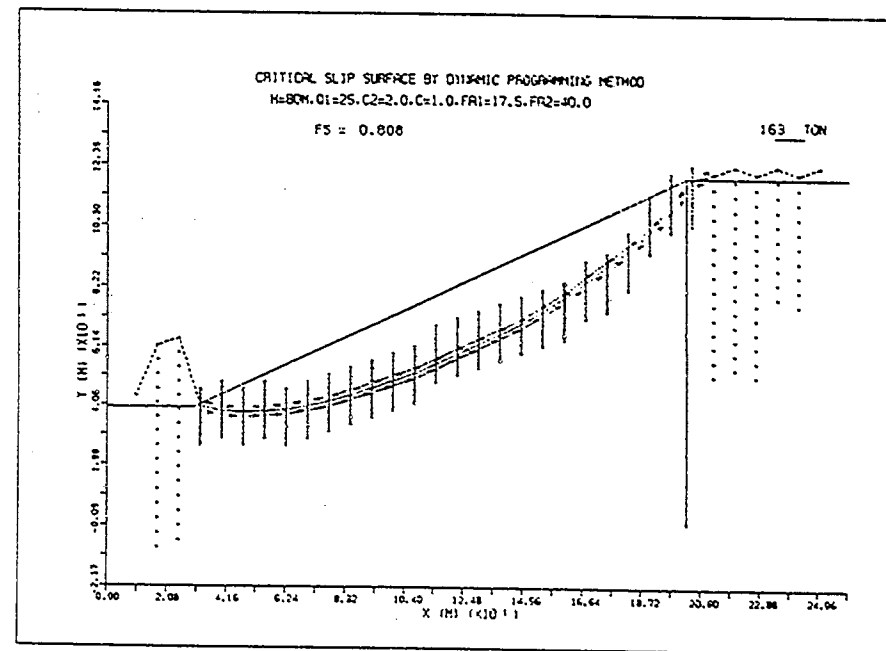
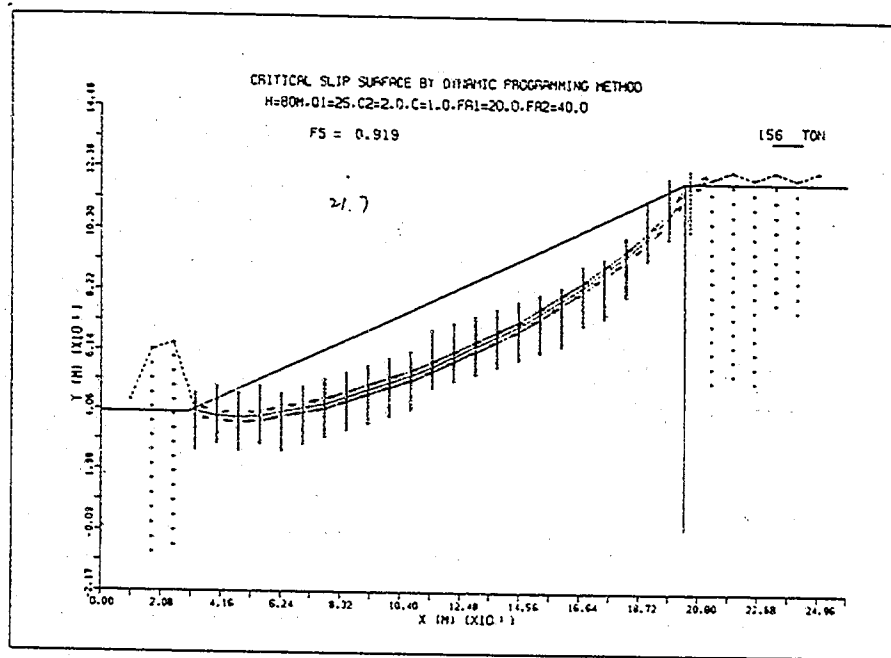
II. 貫入岩想定モデル

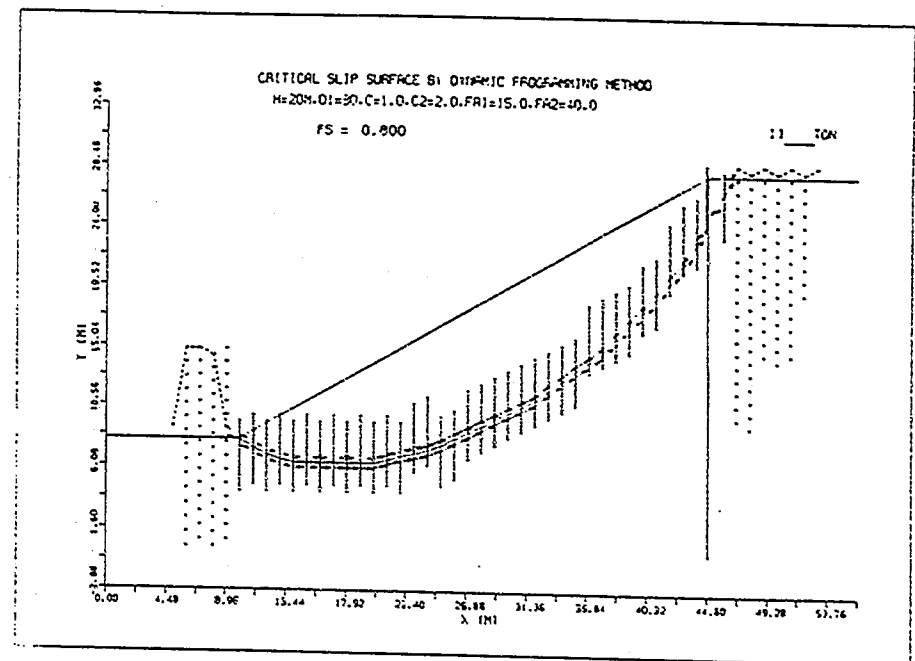
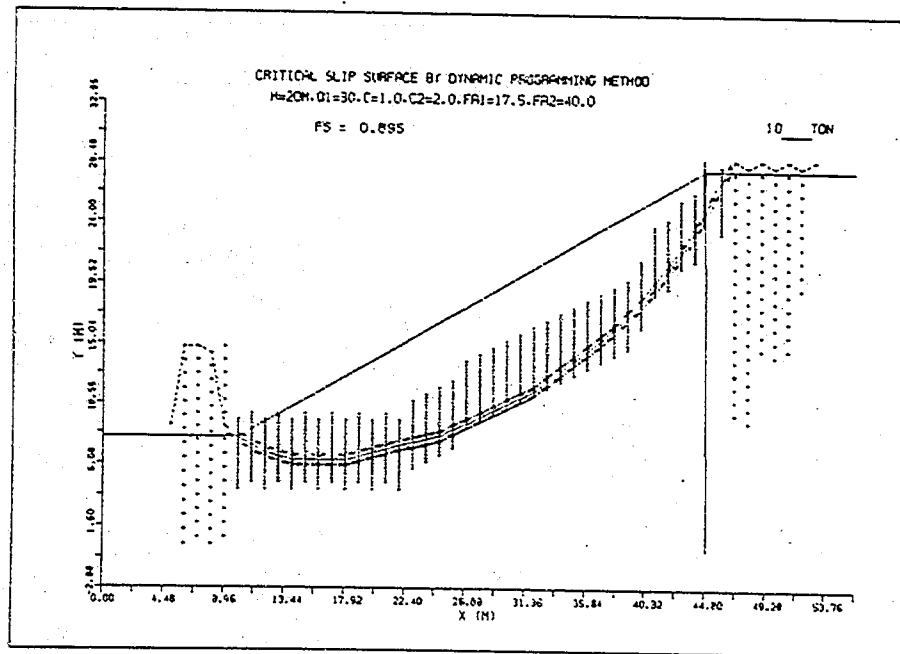
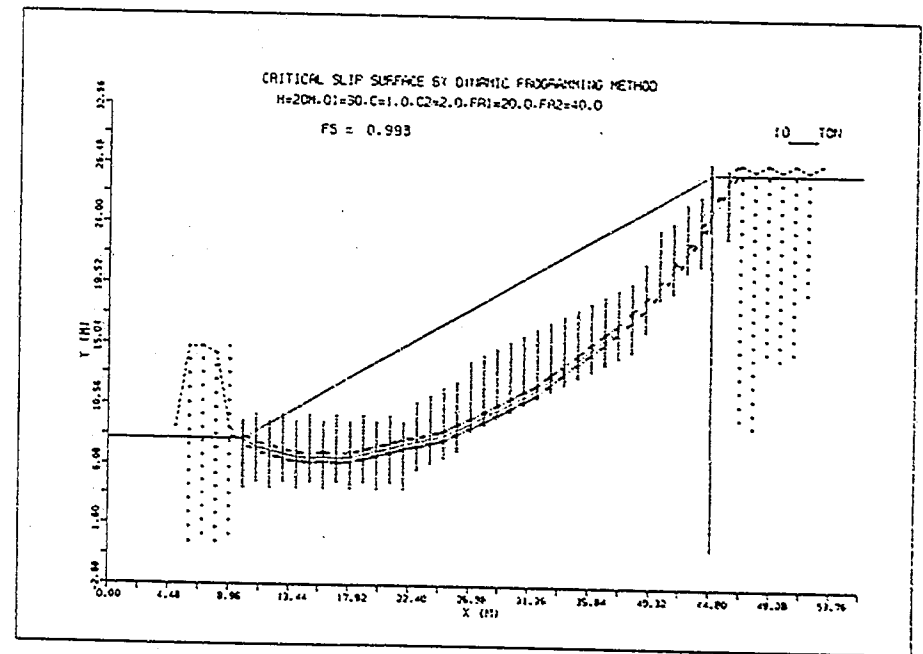
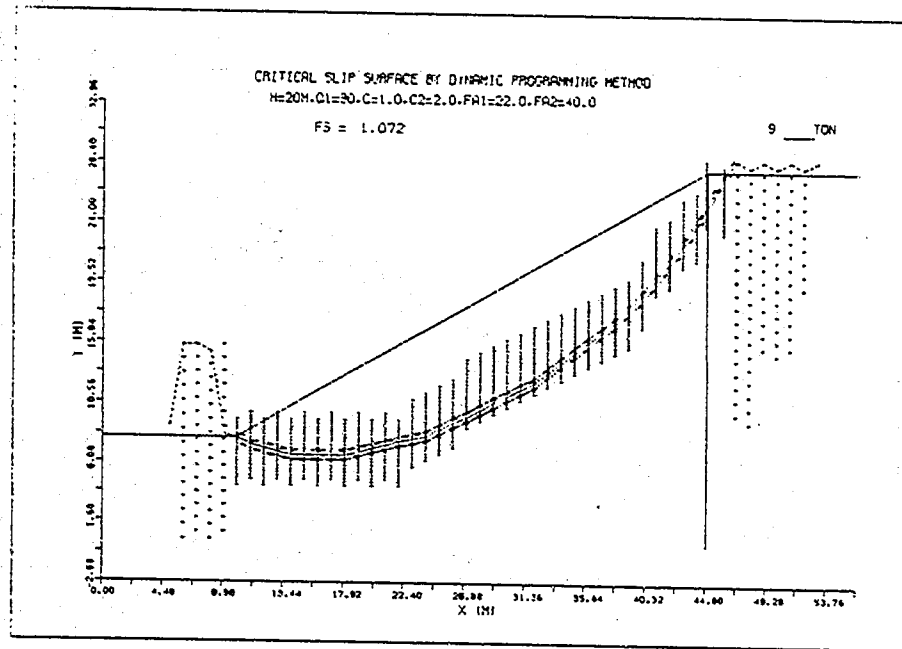
	ページ
(1). $\theta_1 = 25^\circ$, $H = 20\text{m}, 40\text{m}, 60\text{m}, 80\text{m}$	119 ~ 122
(2). $\theta_1 = 30^\circ$ // 	123 ~ 126
(3). $\theta_1 = 35^\circ$ // 	127 ~ 130

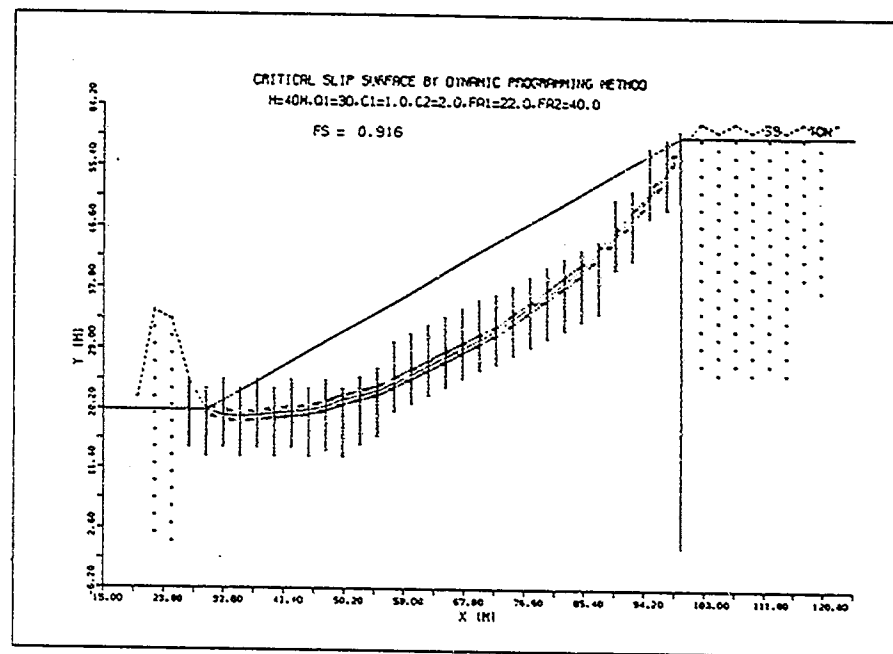
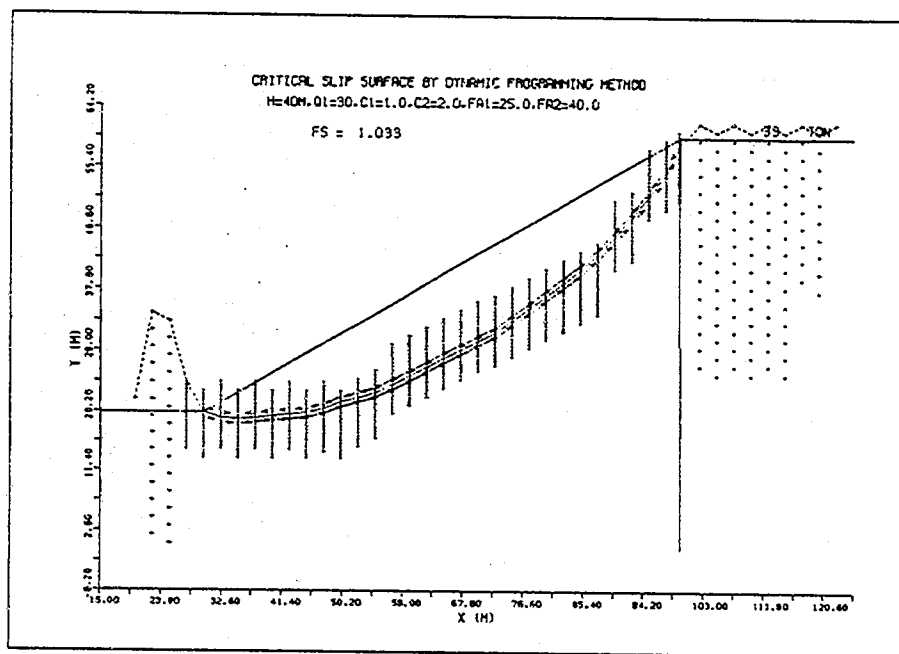
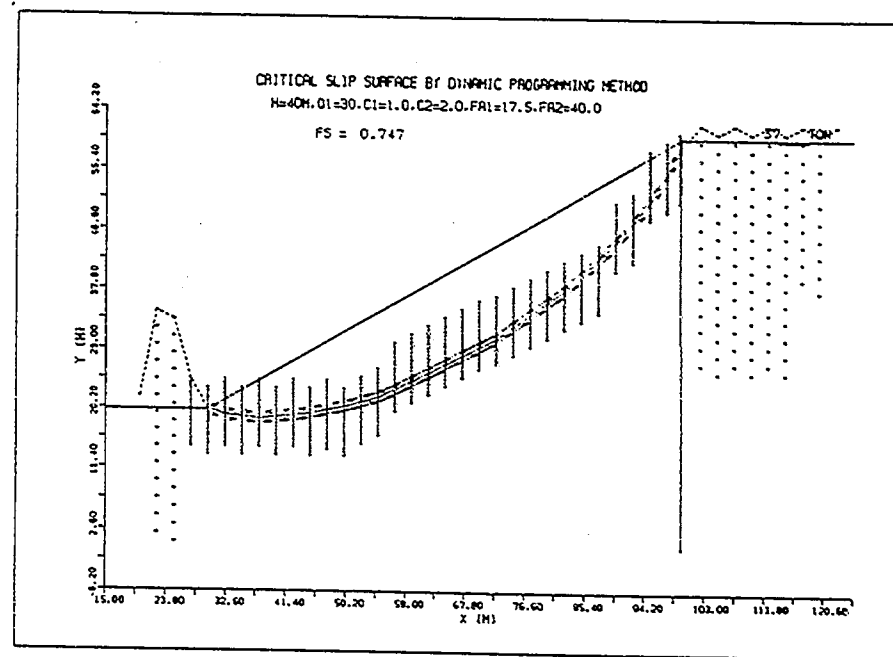
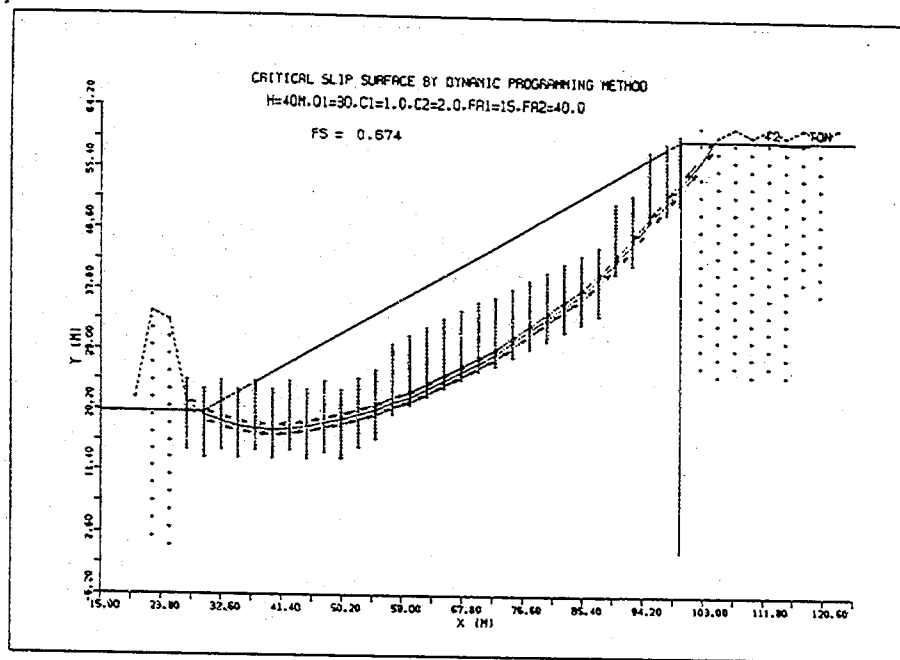


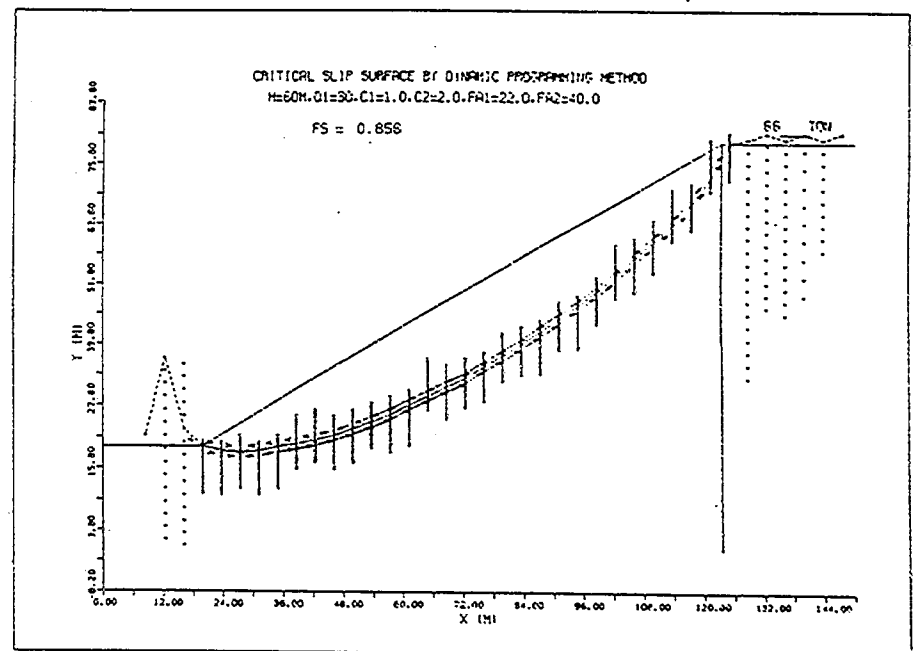
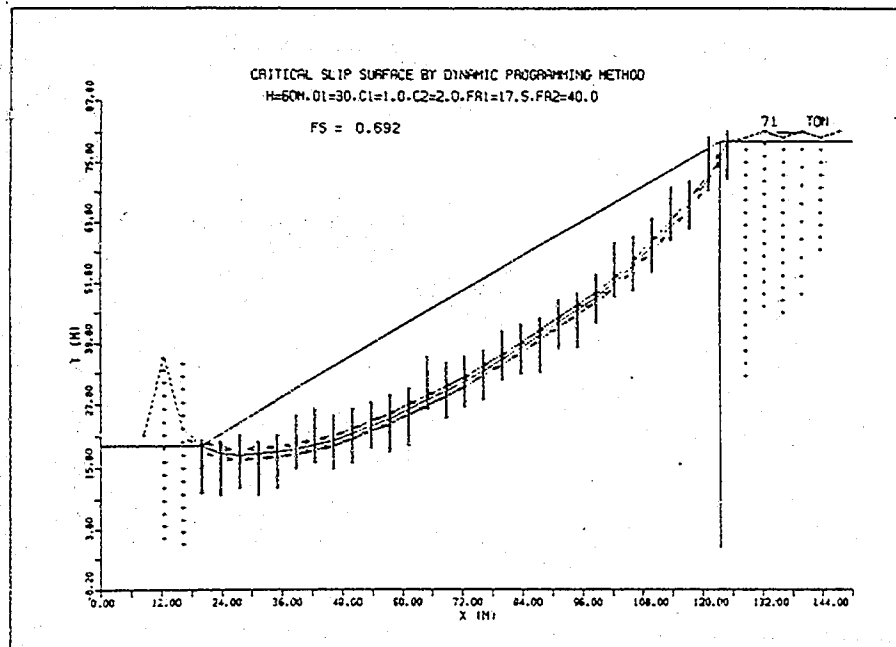
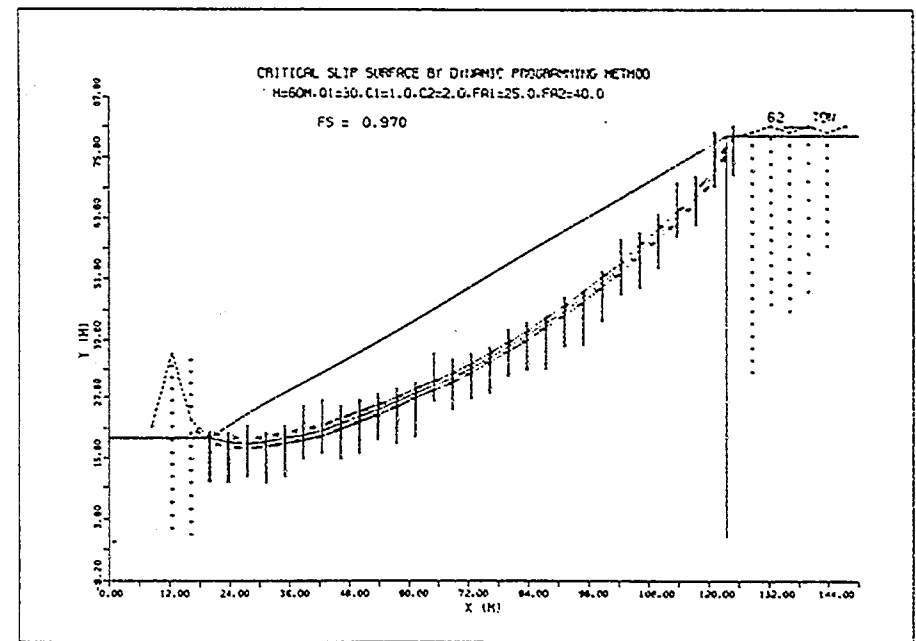
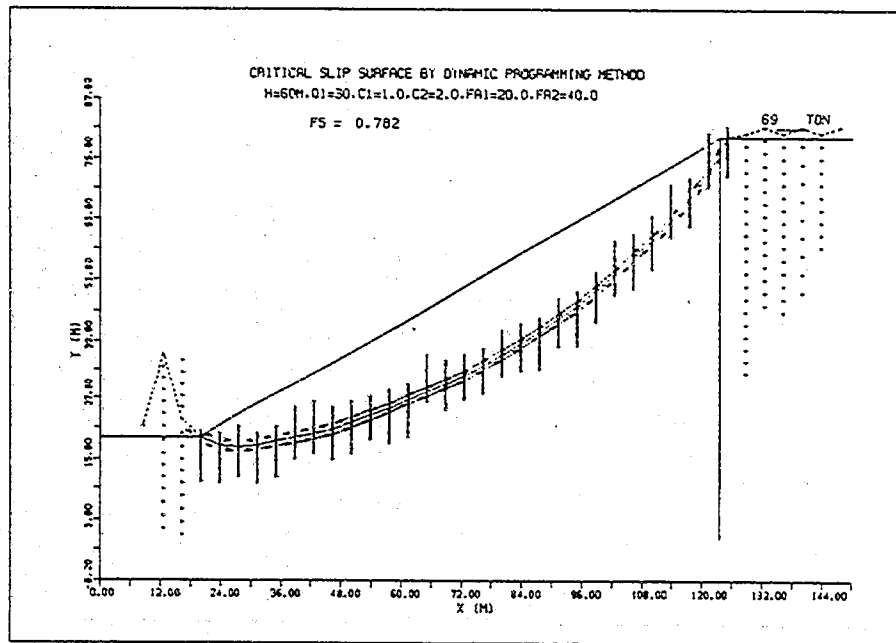


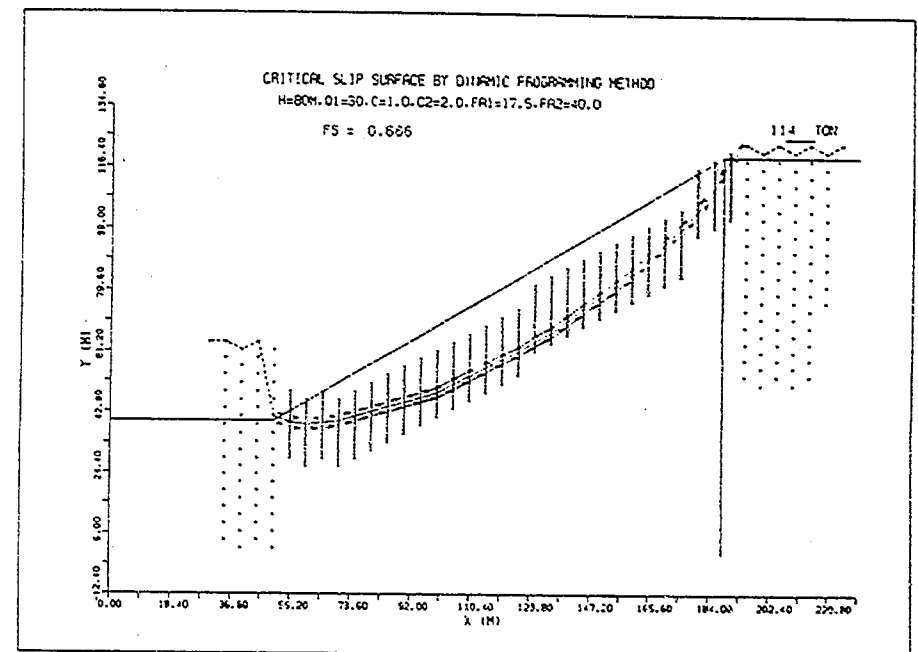
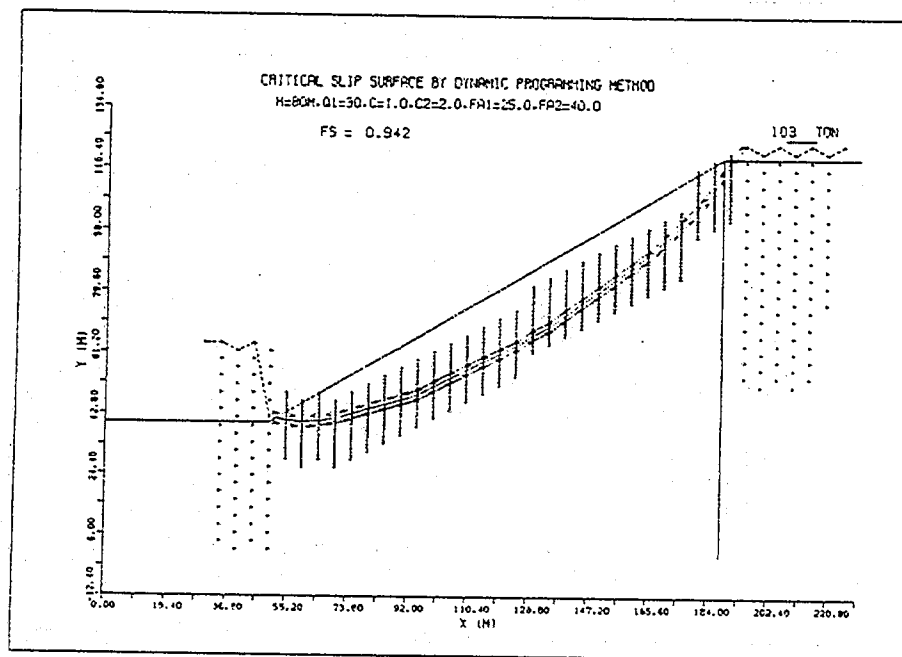
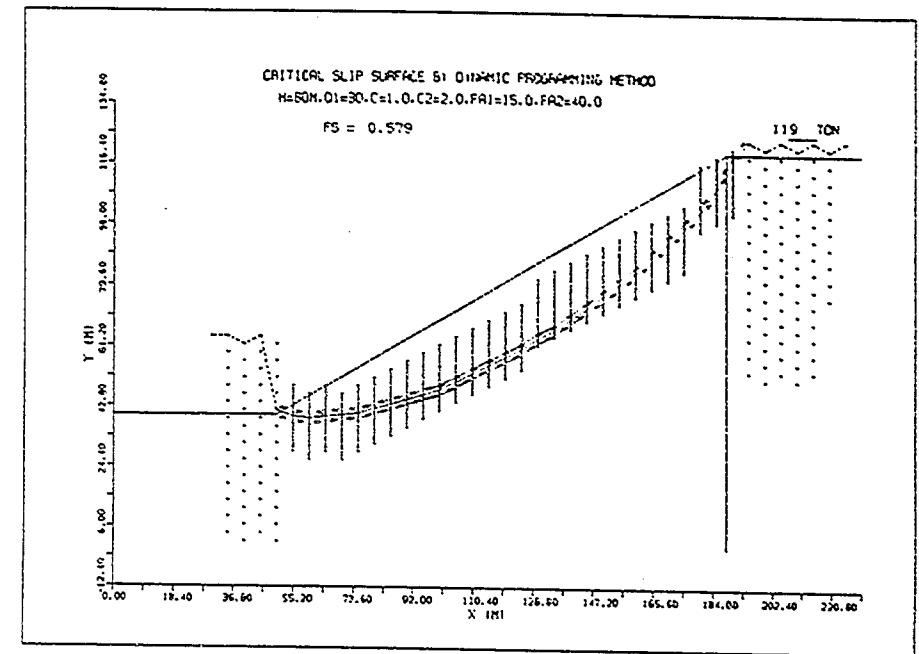
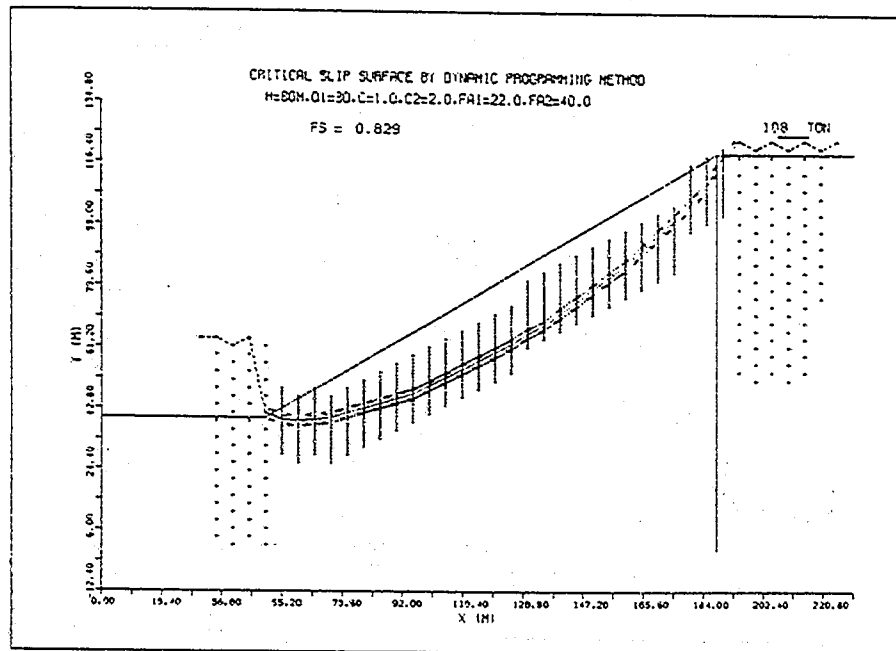


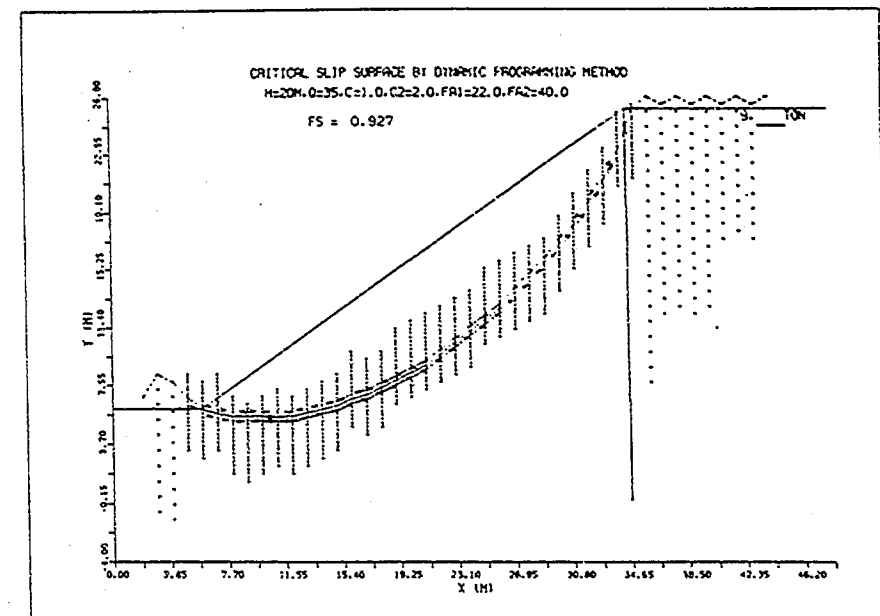
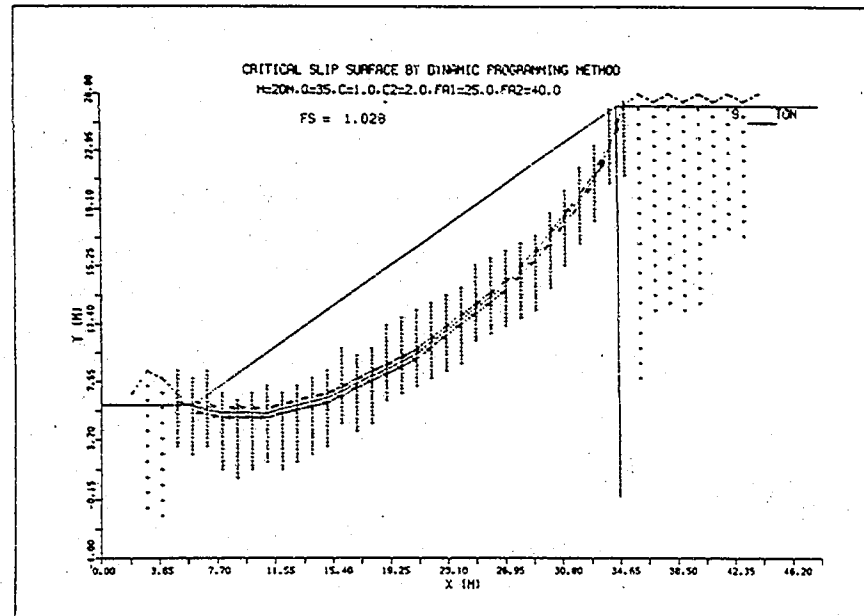
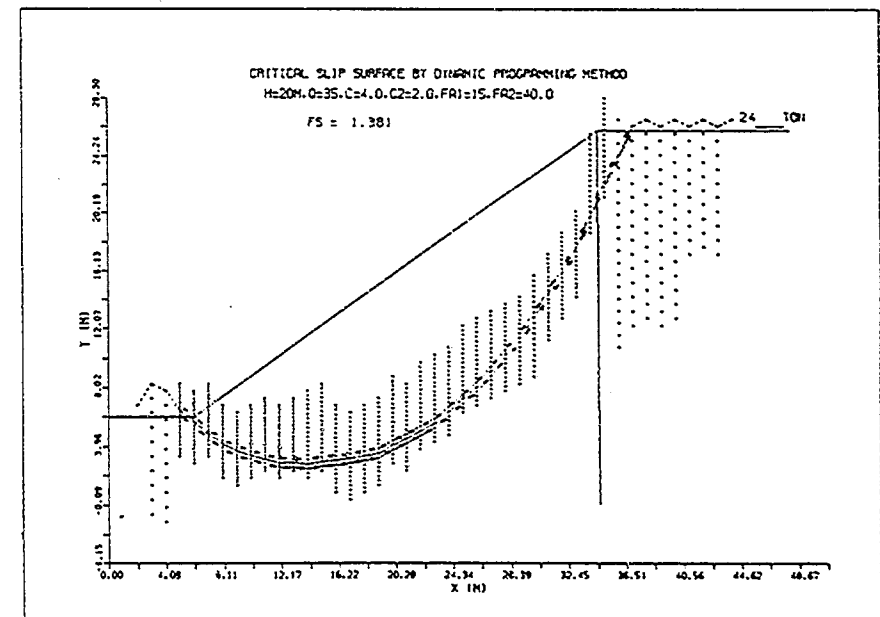
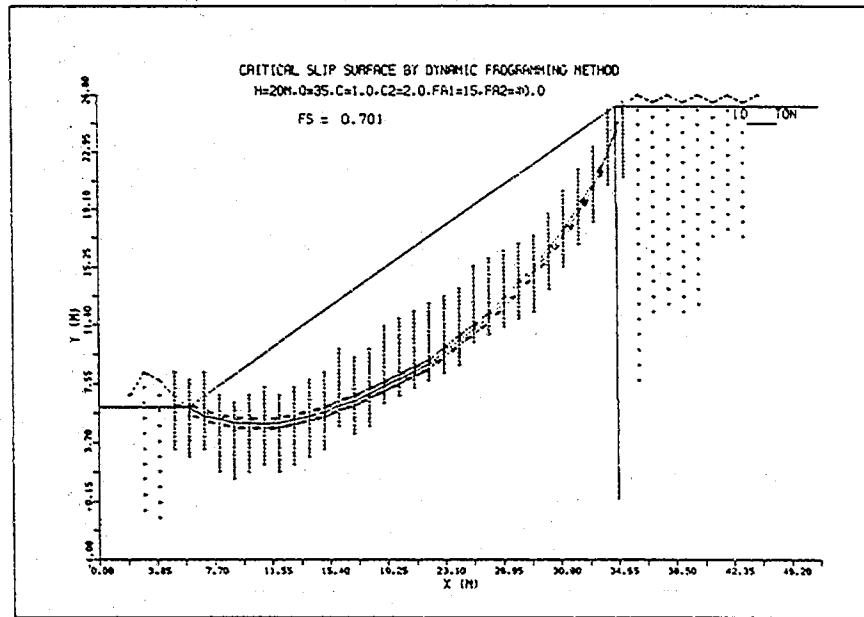


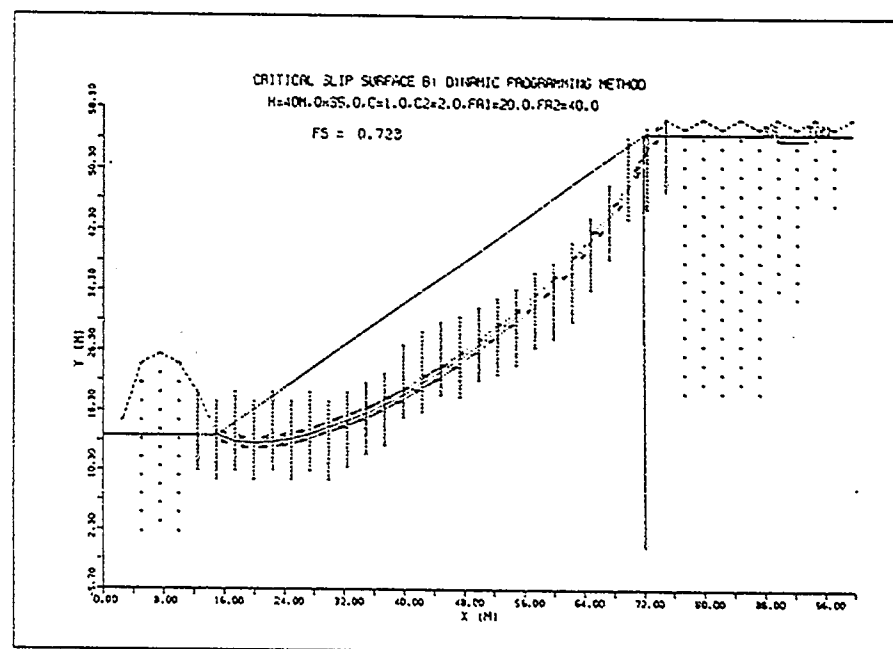
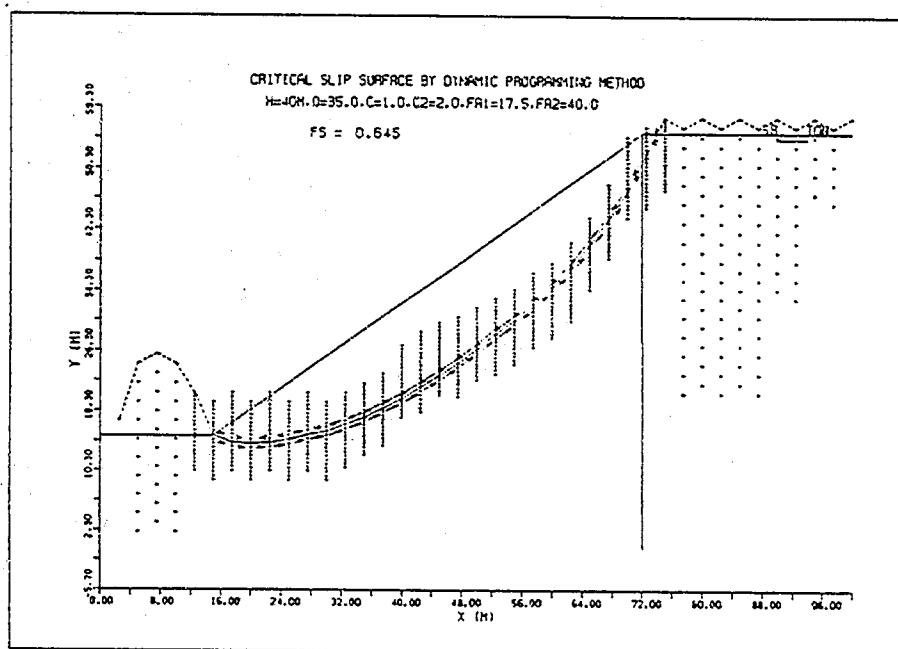
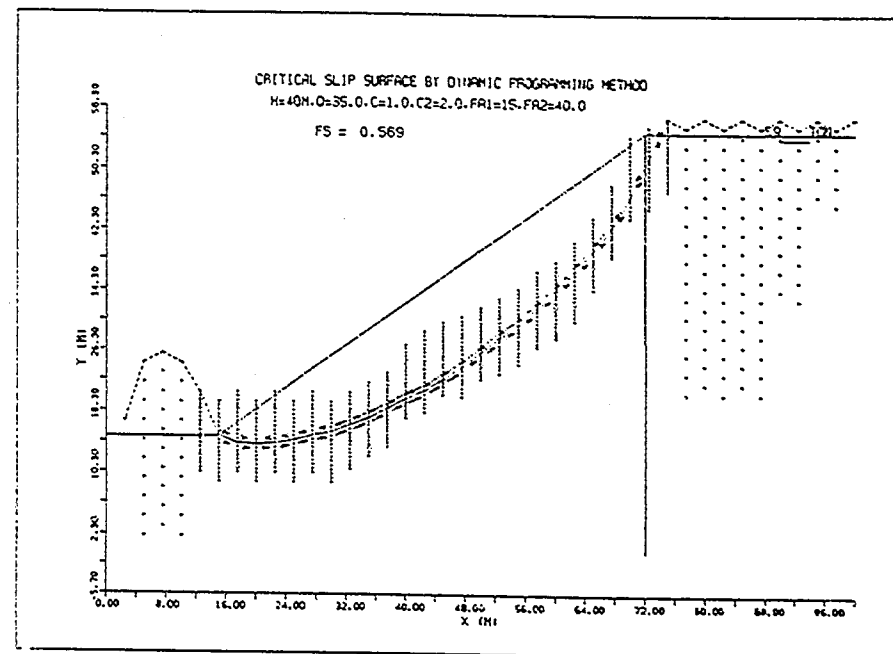
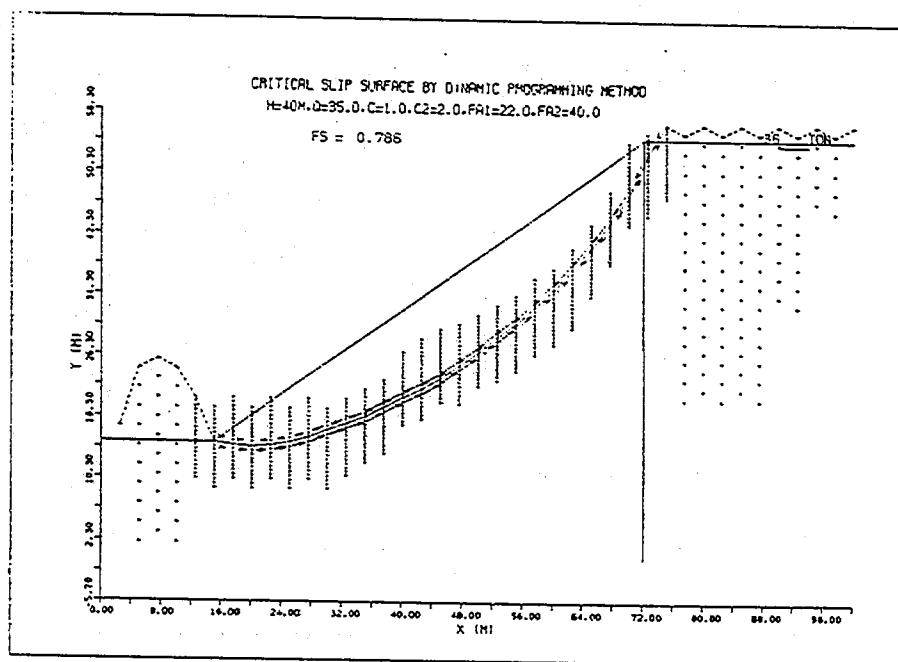


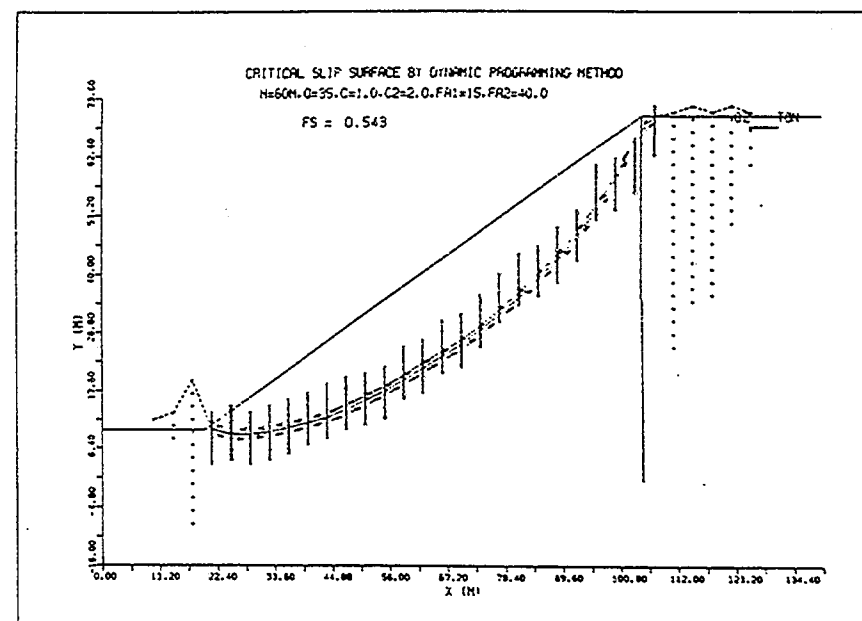
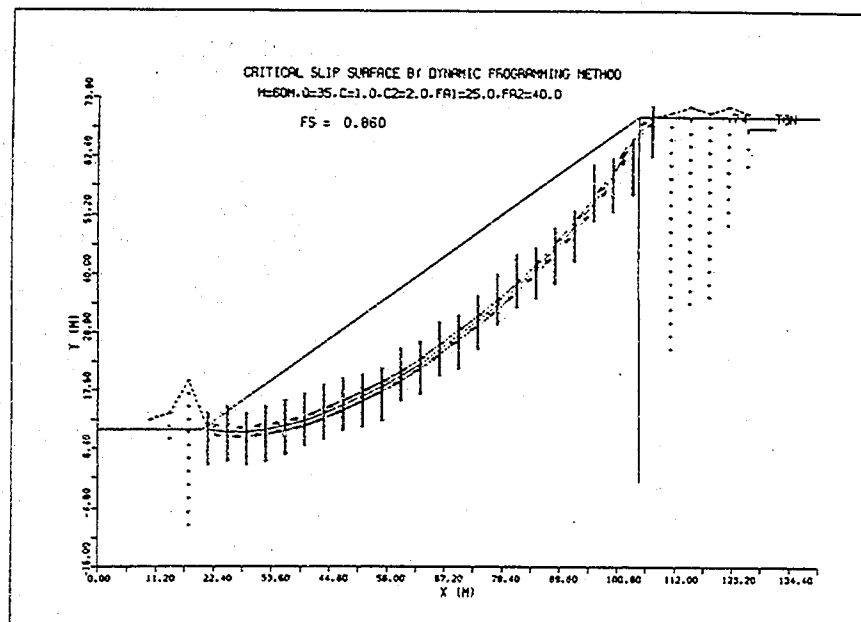
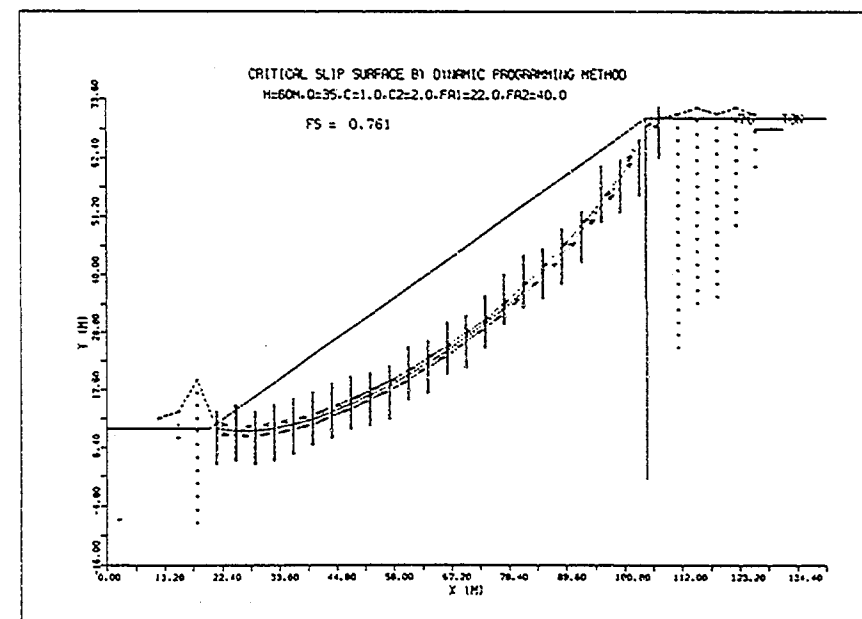
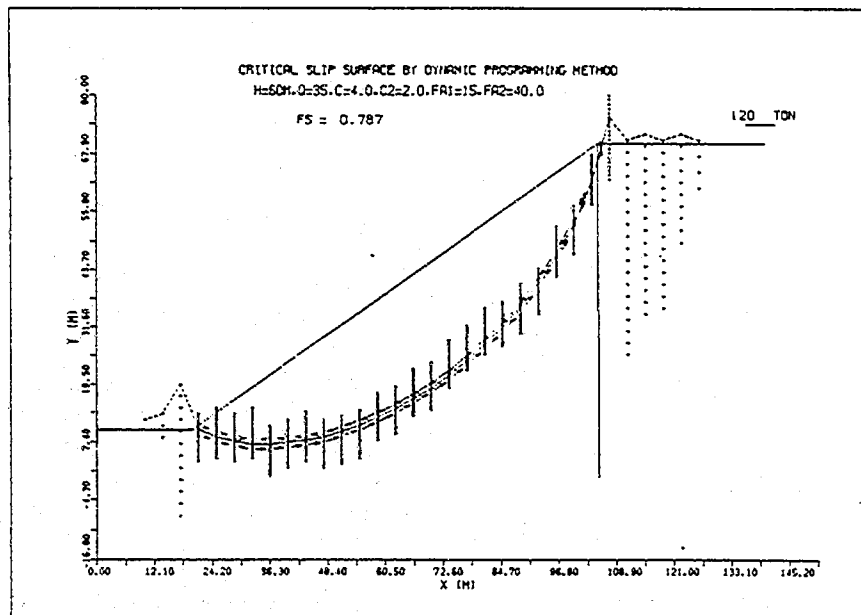


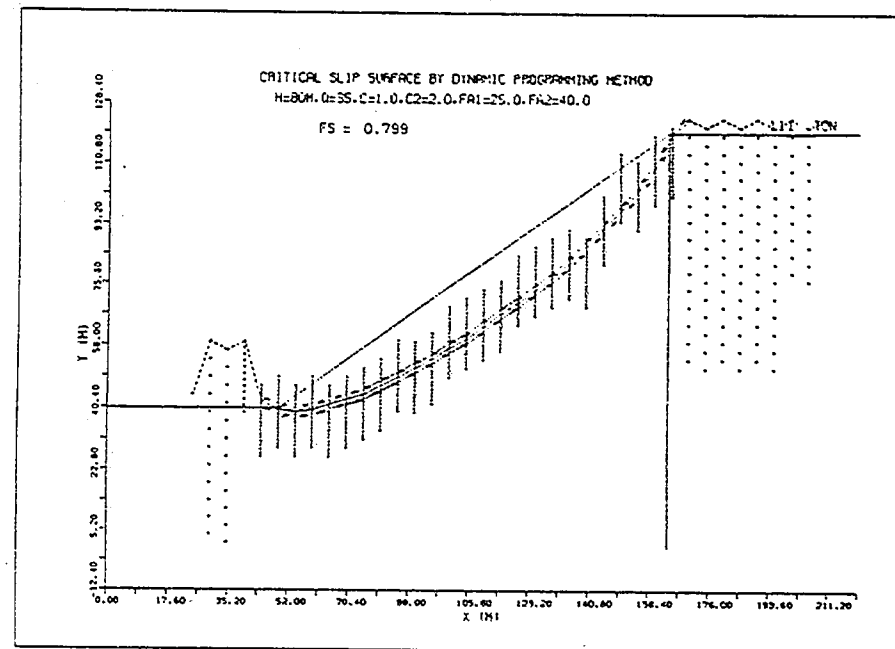
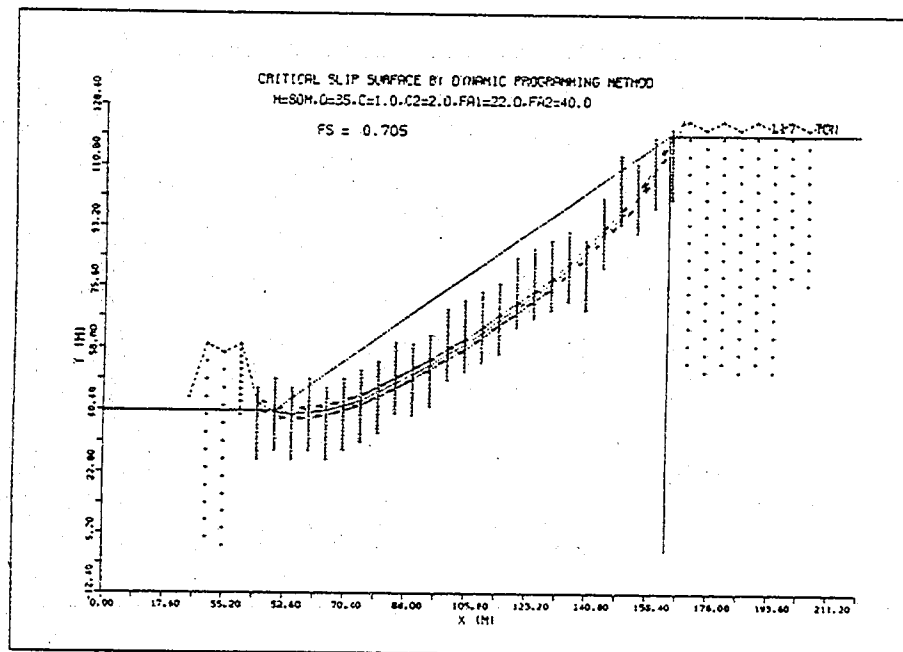
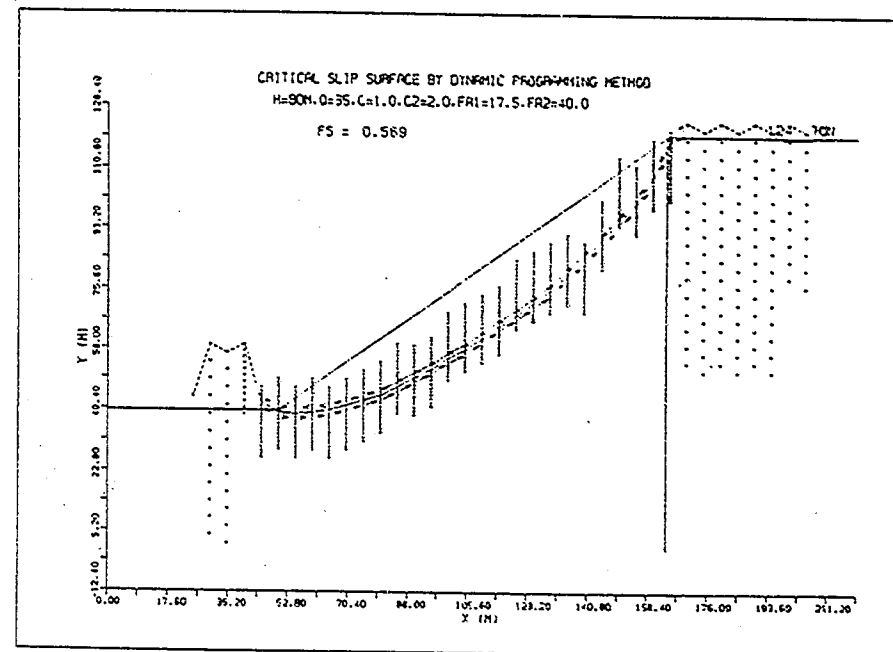
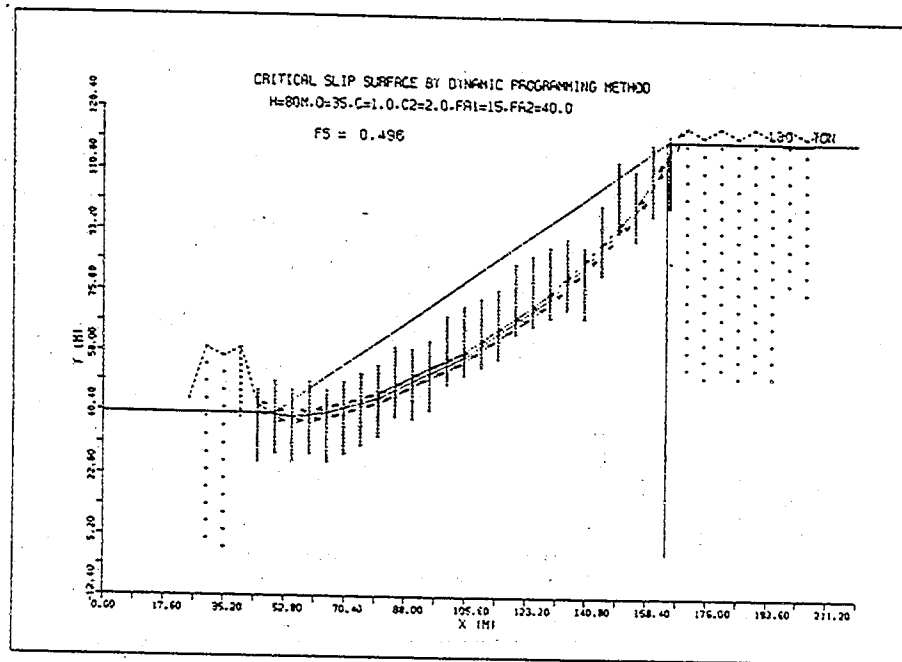








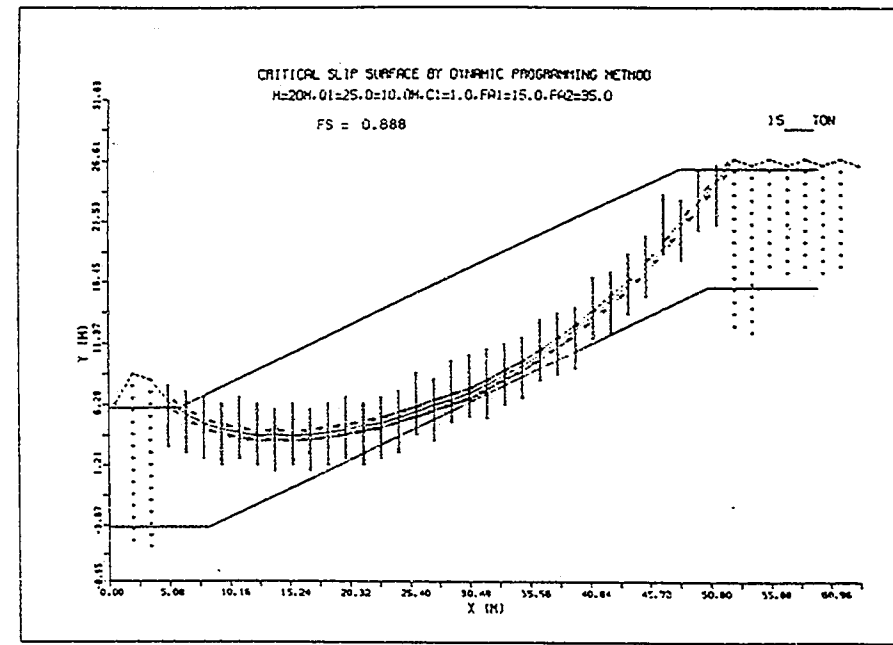
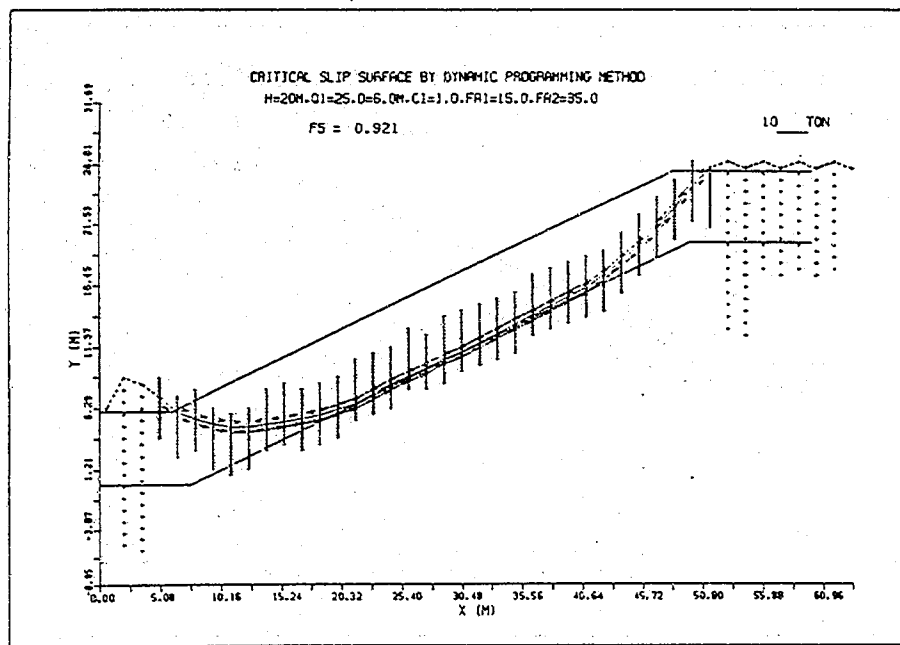
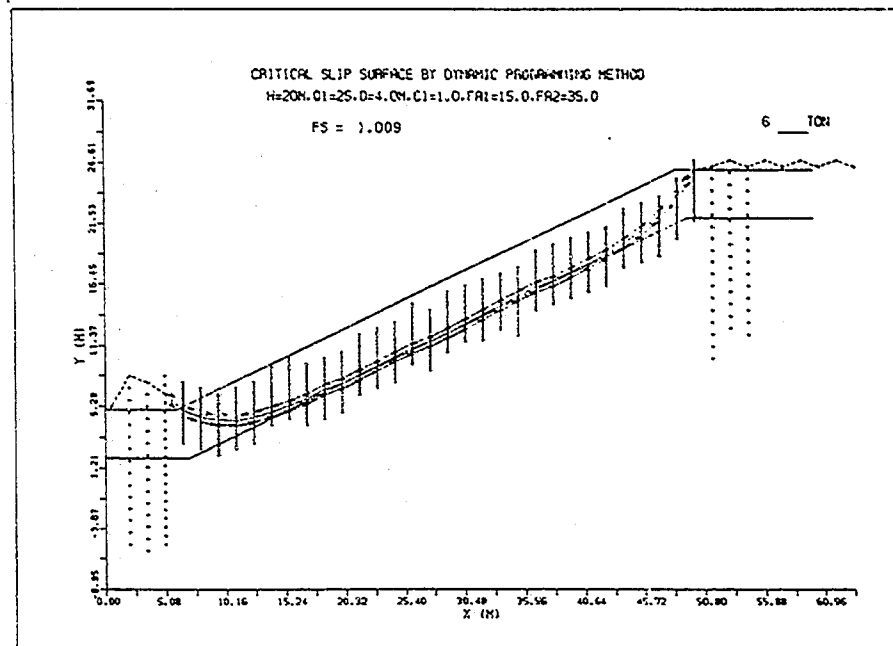
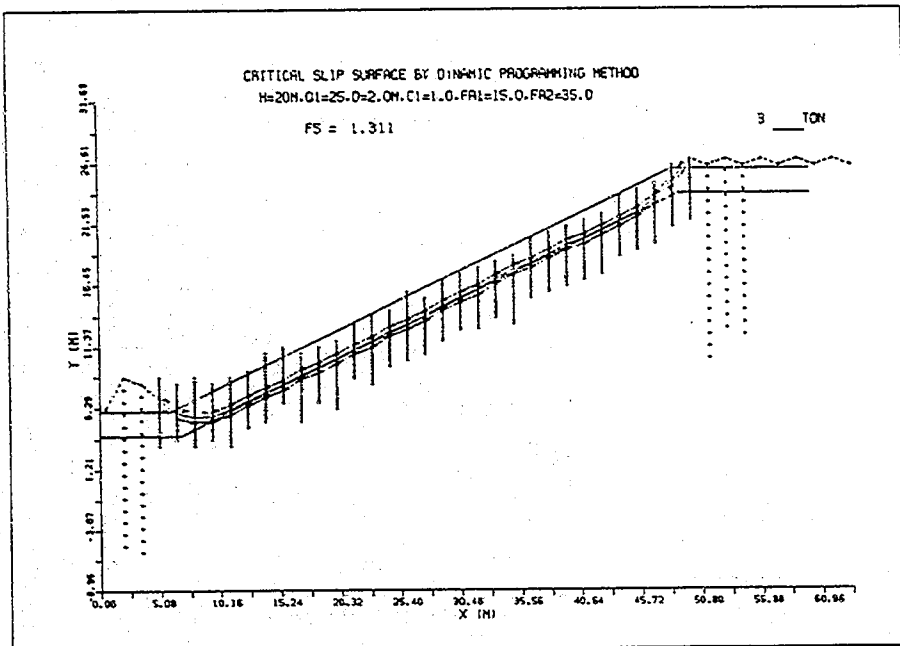


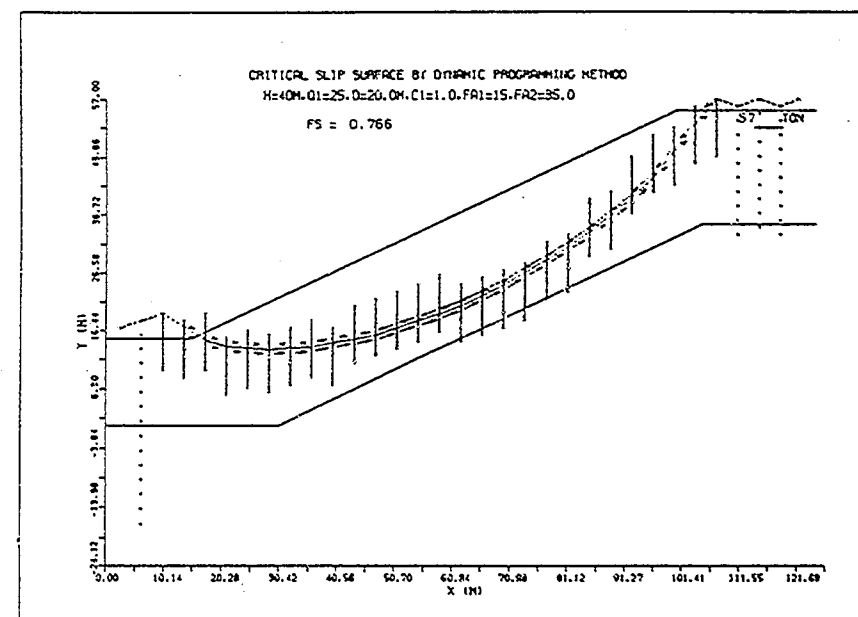
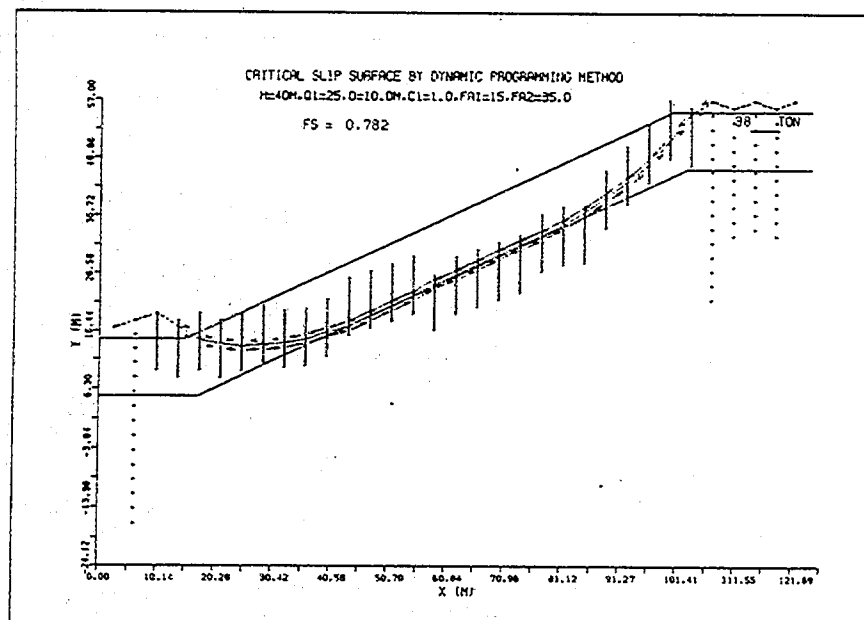
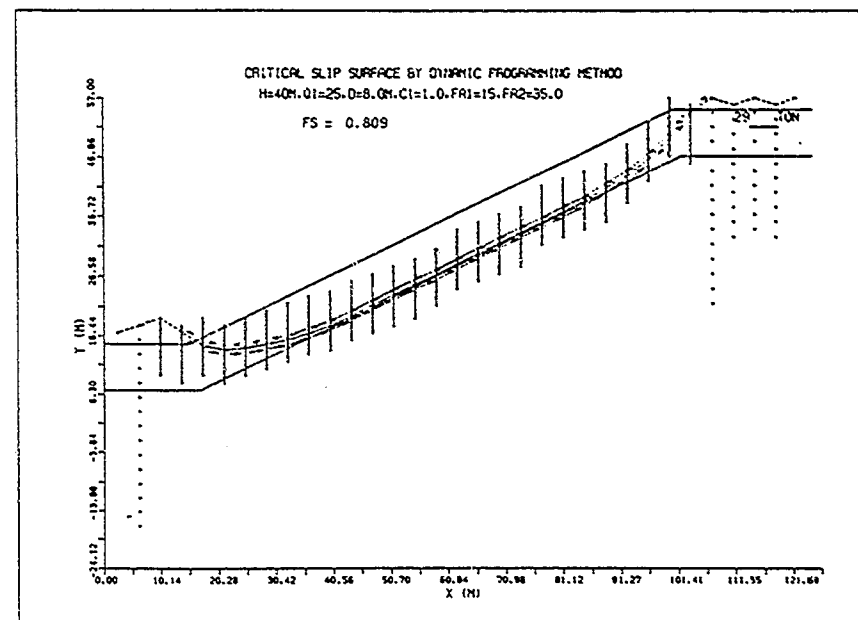
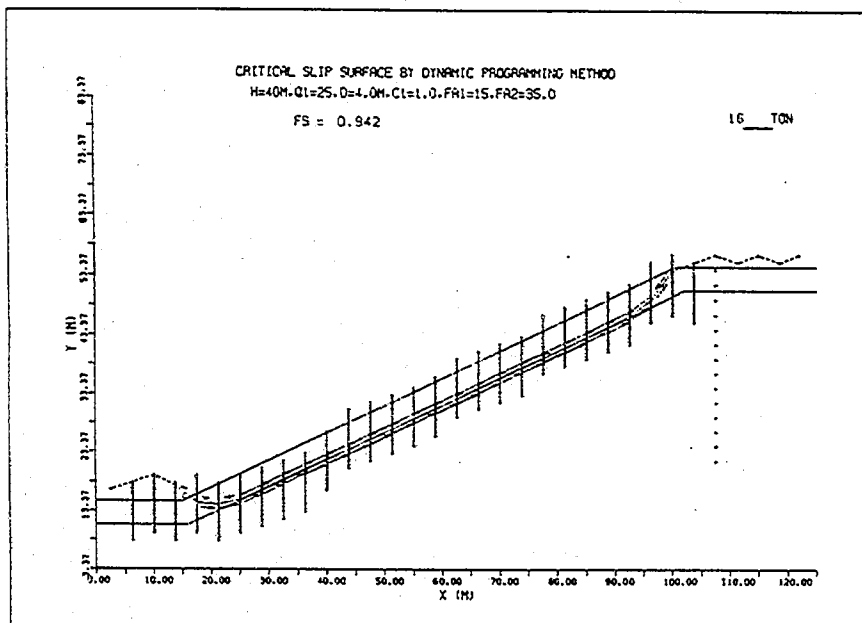


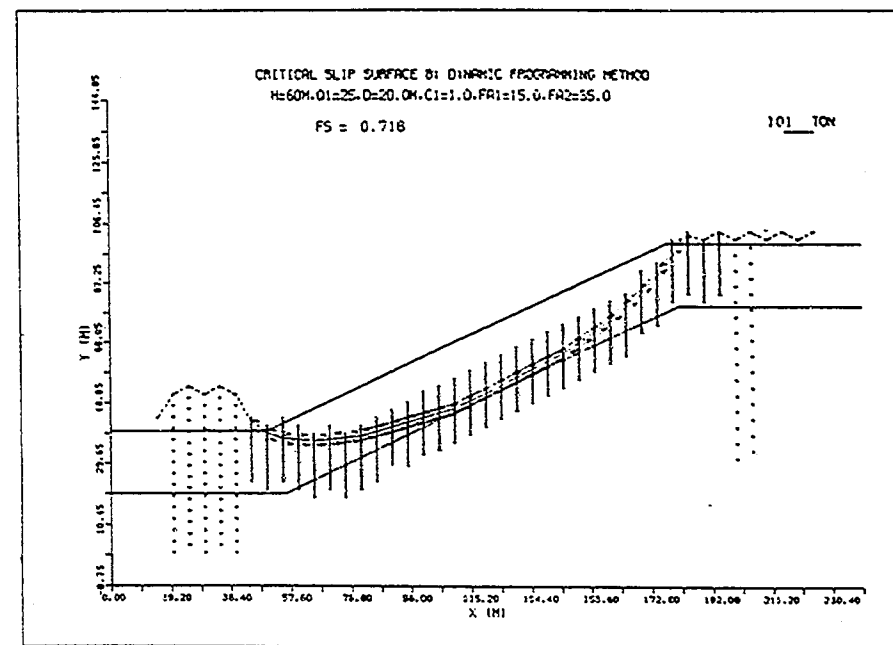
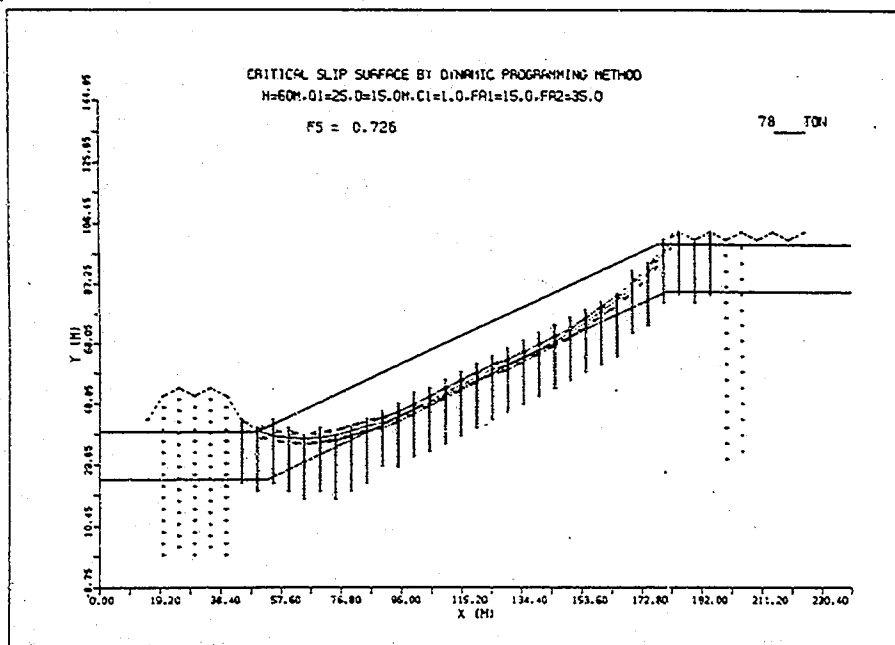
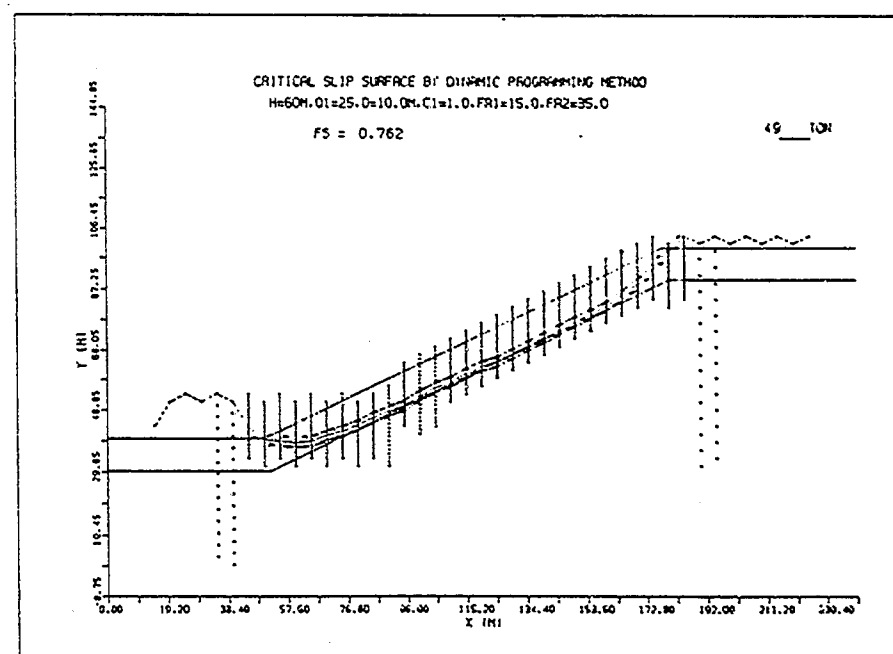
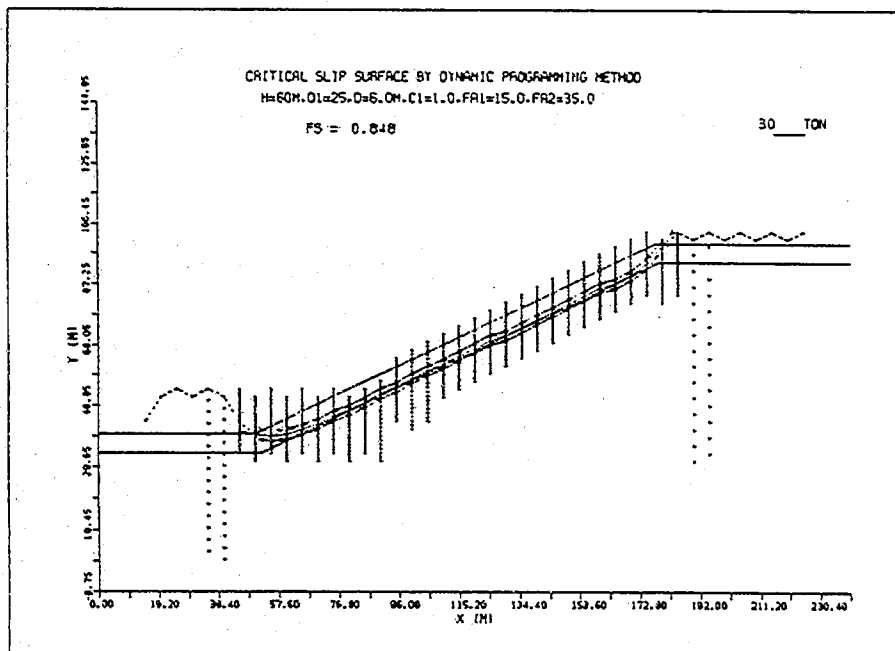
Ⅲ. 二層構造モデル

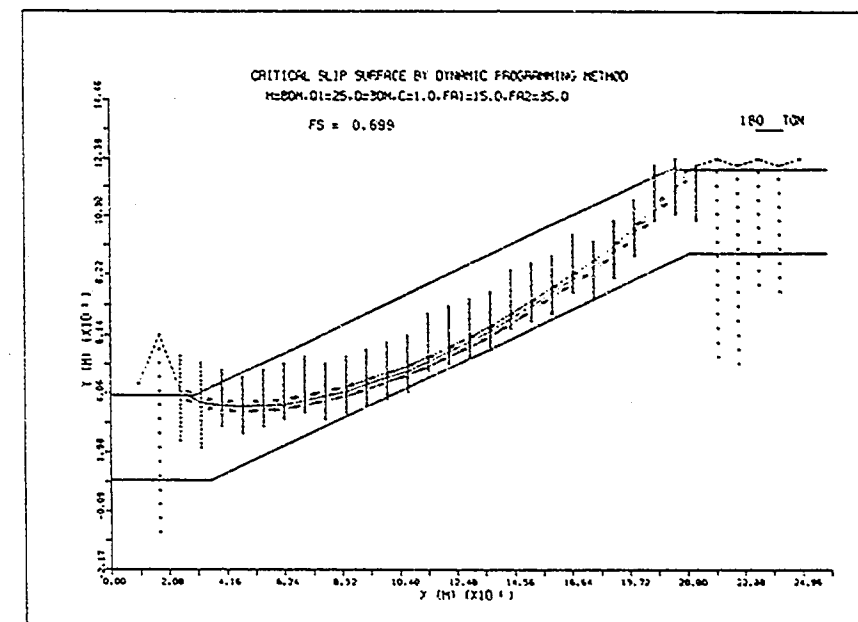
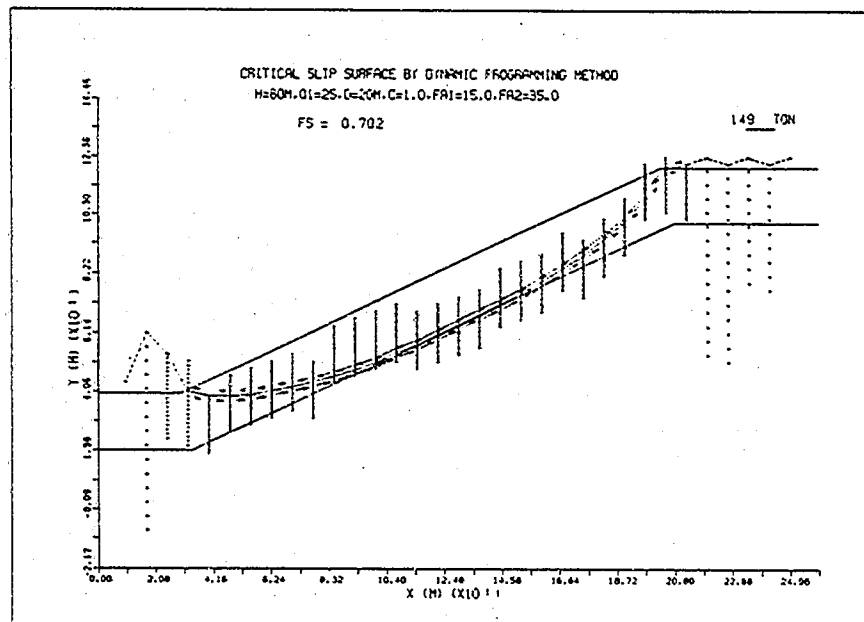
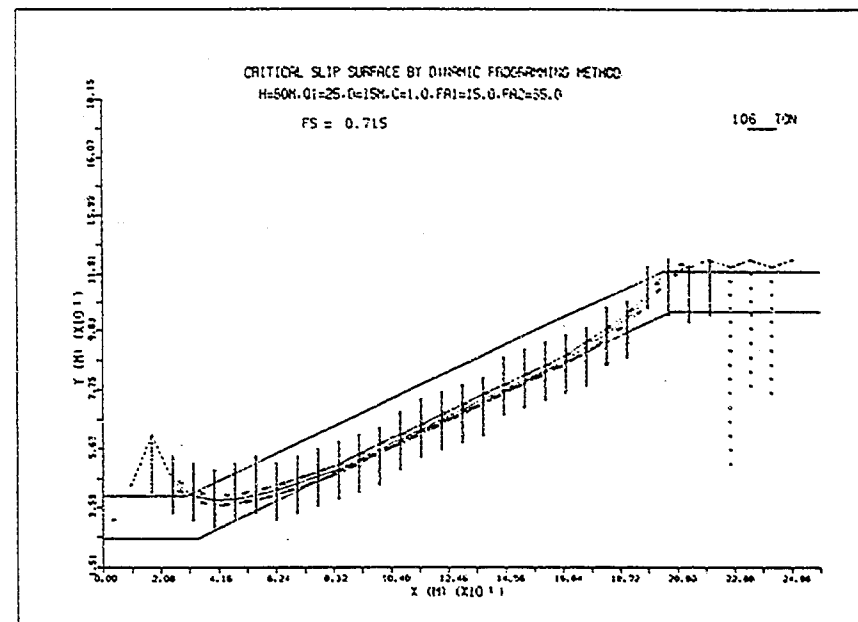
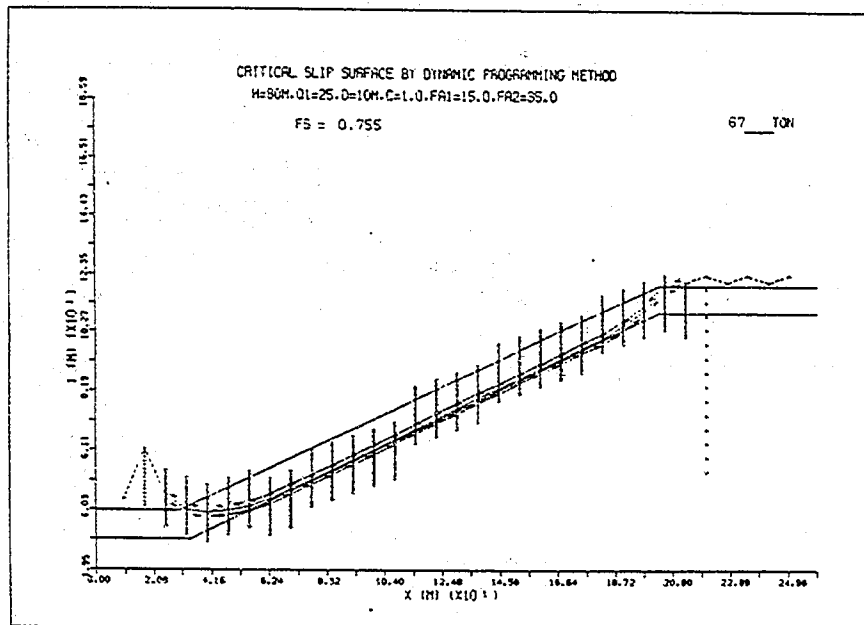
ページ

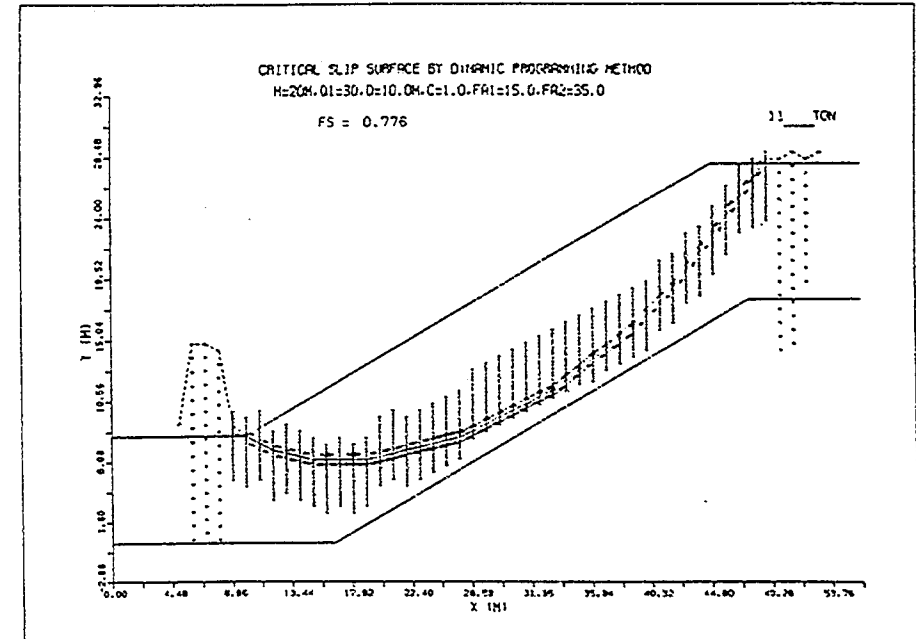
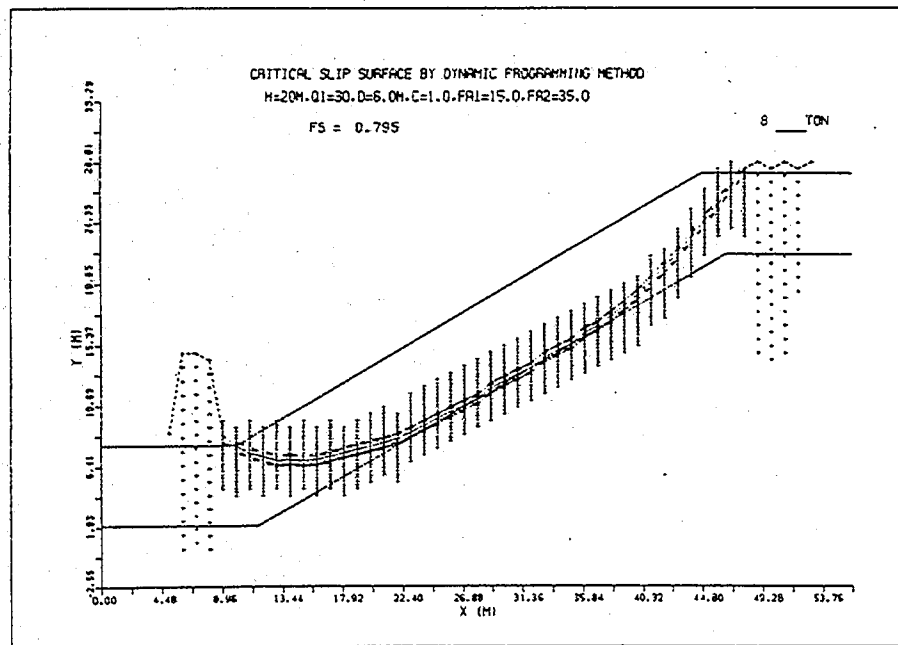
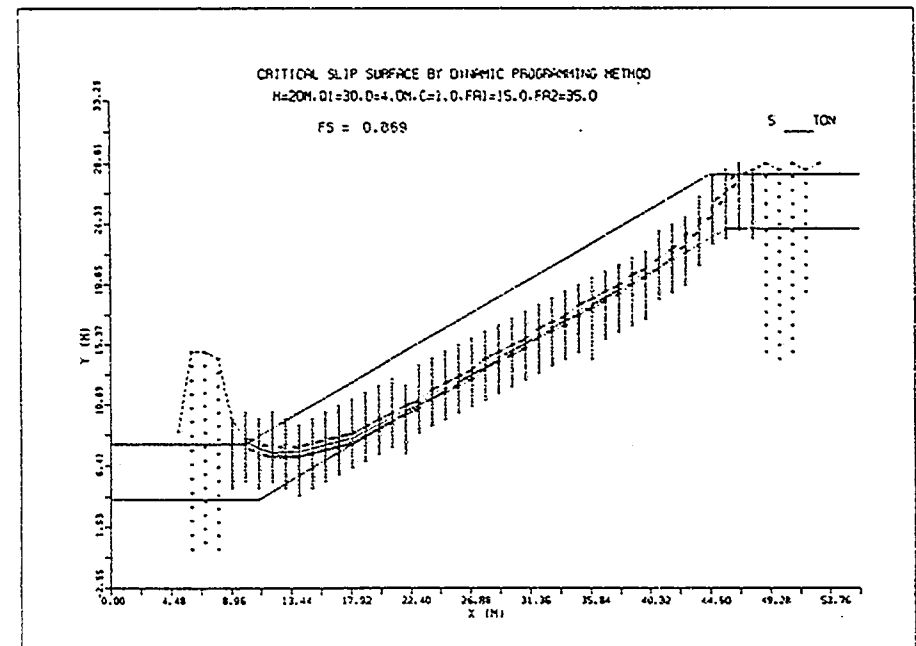
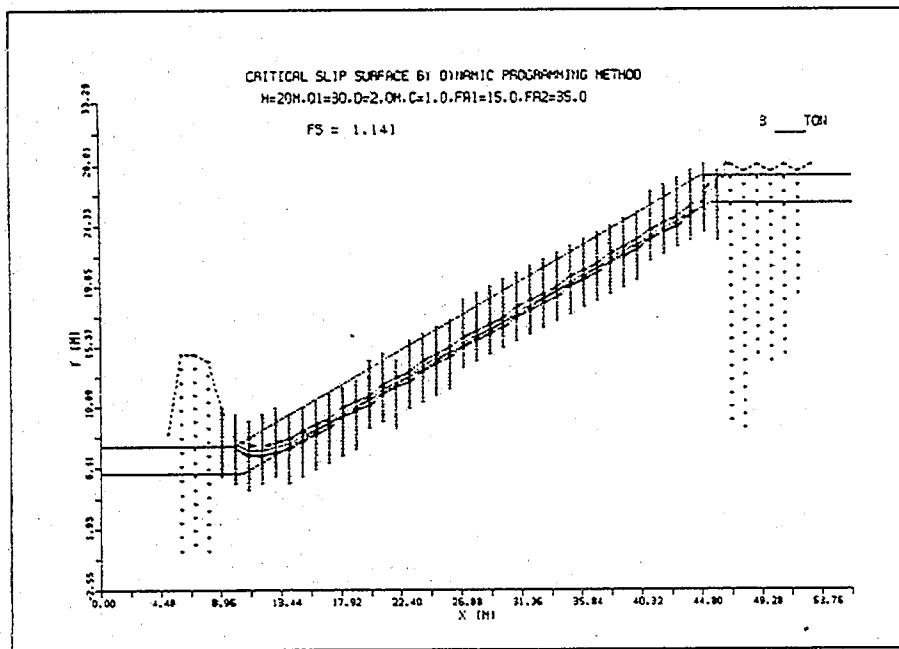
(1) $\phi = 15^\circ$, $H = 20\text{m}, 40\text{m}, 60\text{m}, 80\text{m}$ $\theta_1 = 25^\circ, 30^\circ, 35^\circ$	133~144
(2) $\phi = 20^\circ$, $H = 20\text{m}, 40\text{m}, 60\text{m}, 80\text{m}$ $\theta_1 = 25^\circ, 30^\circ, 35^\circ$	145~156
(3) $\phi = 25^\circ$, $H = 20\text{m}, 40\text{m}, 60\text{m}, 80\text{m}$ $\theta_1 = 25^\circ, 30^\circ, 35^\circ$	157~168

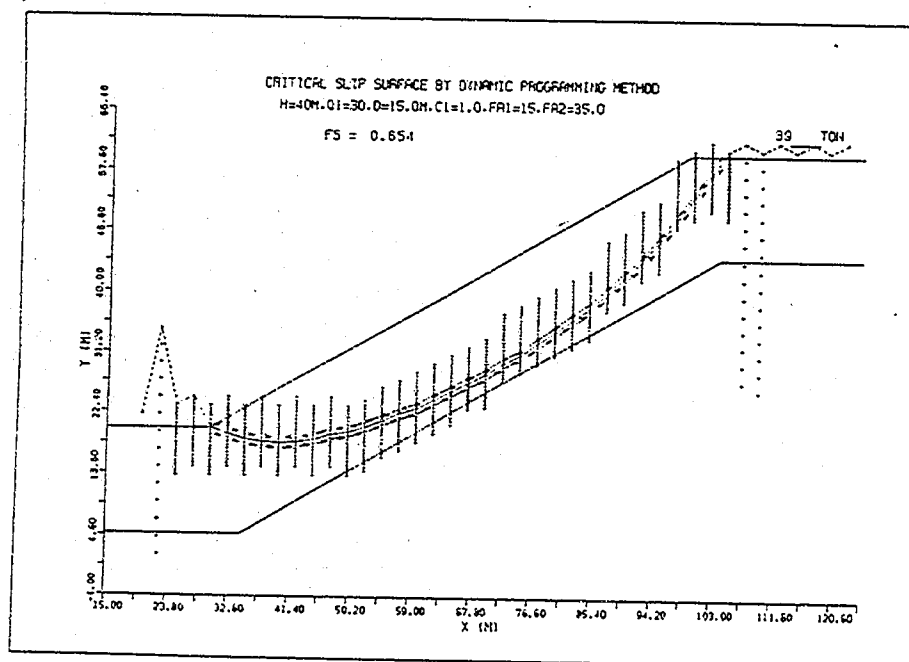
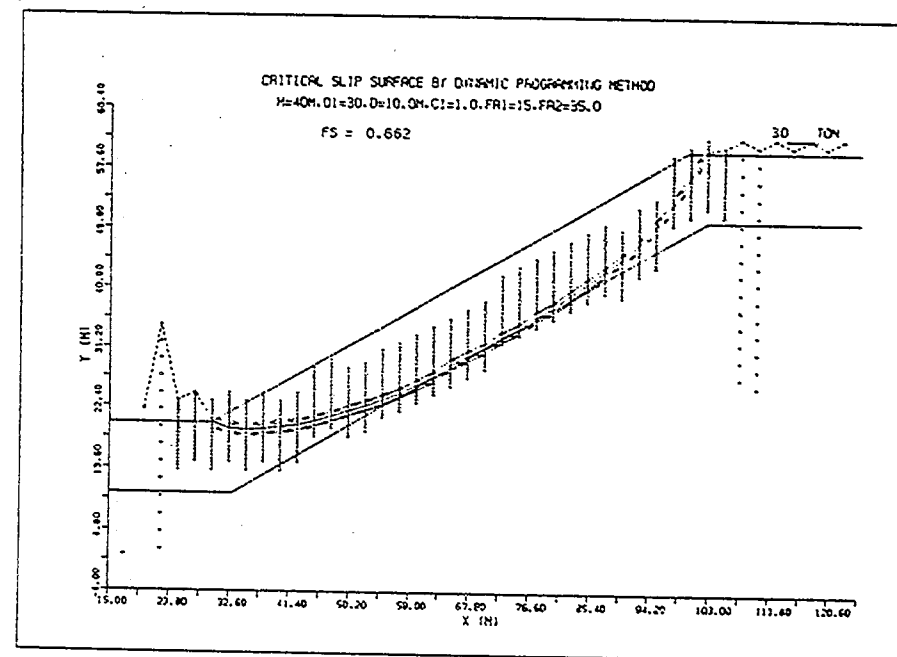
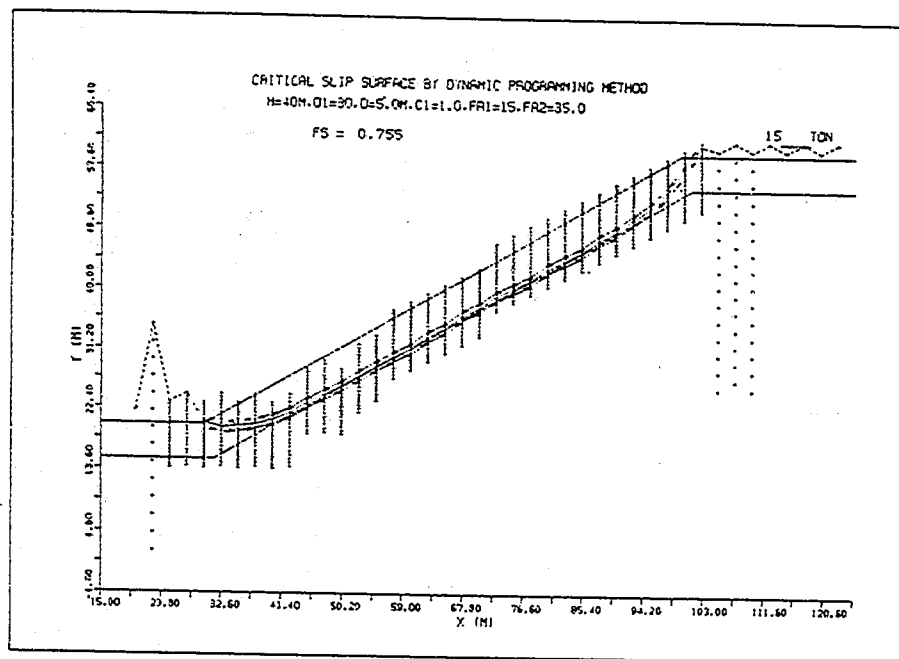


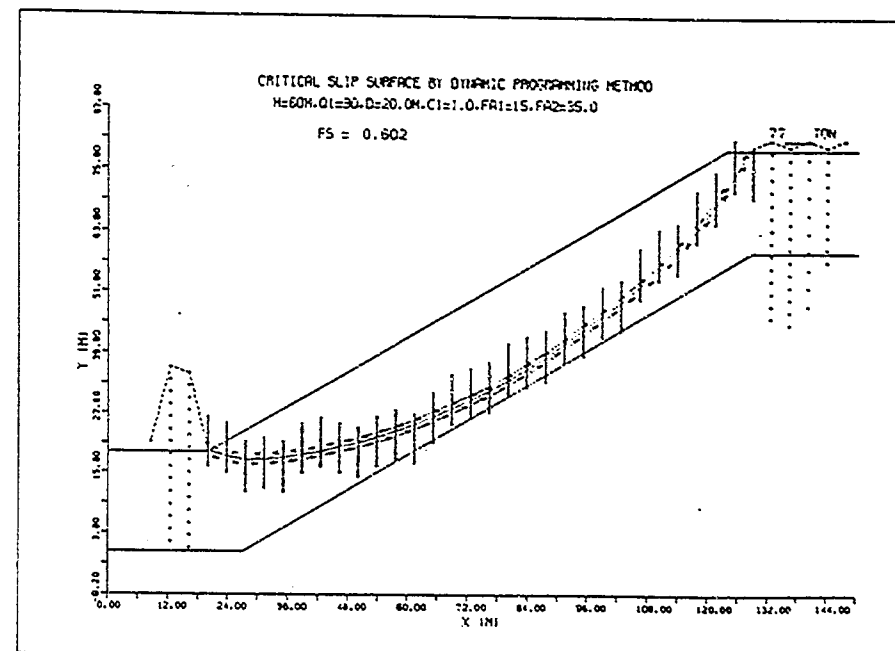
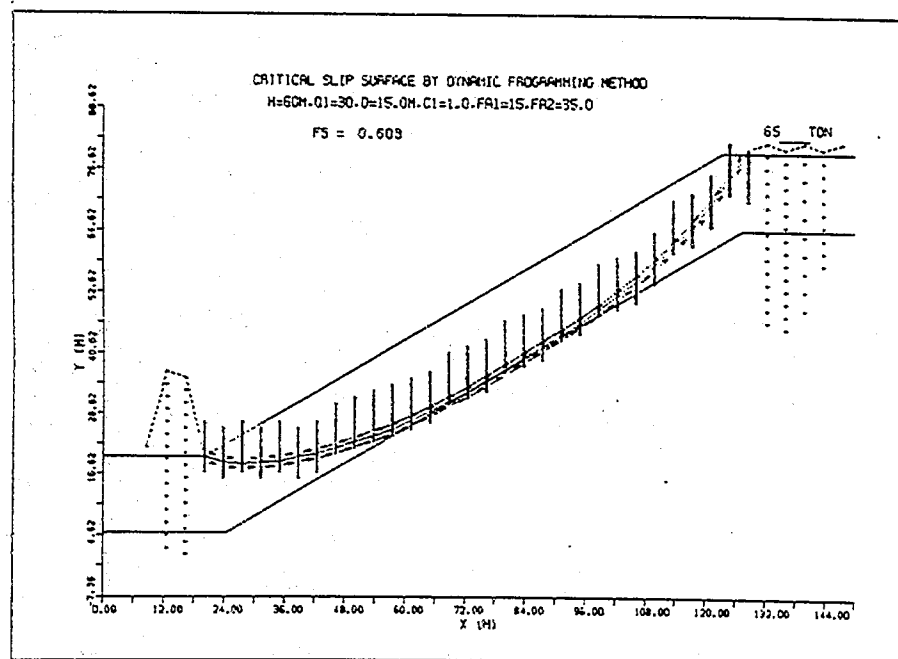
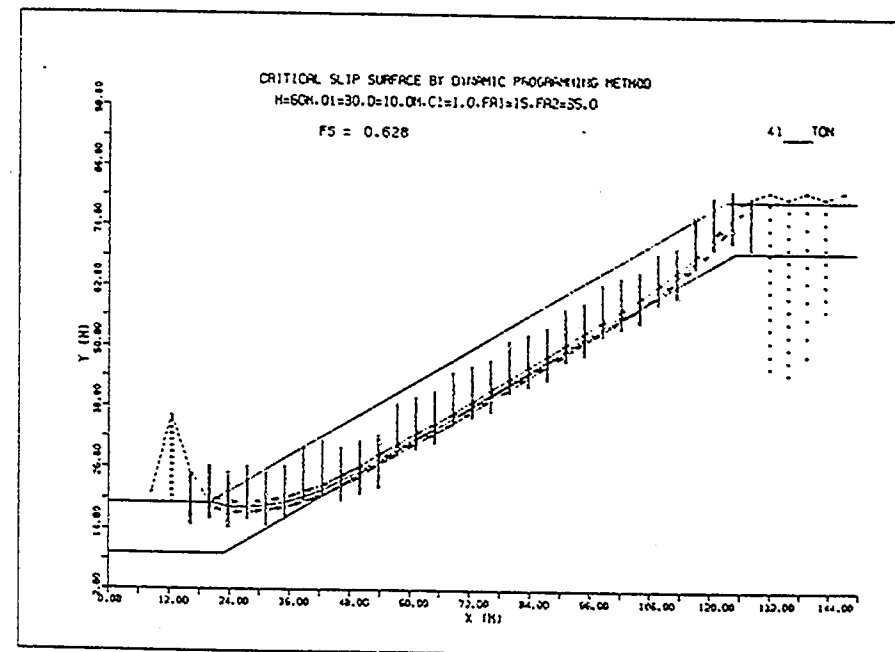
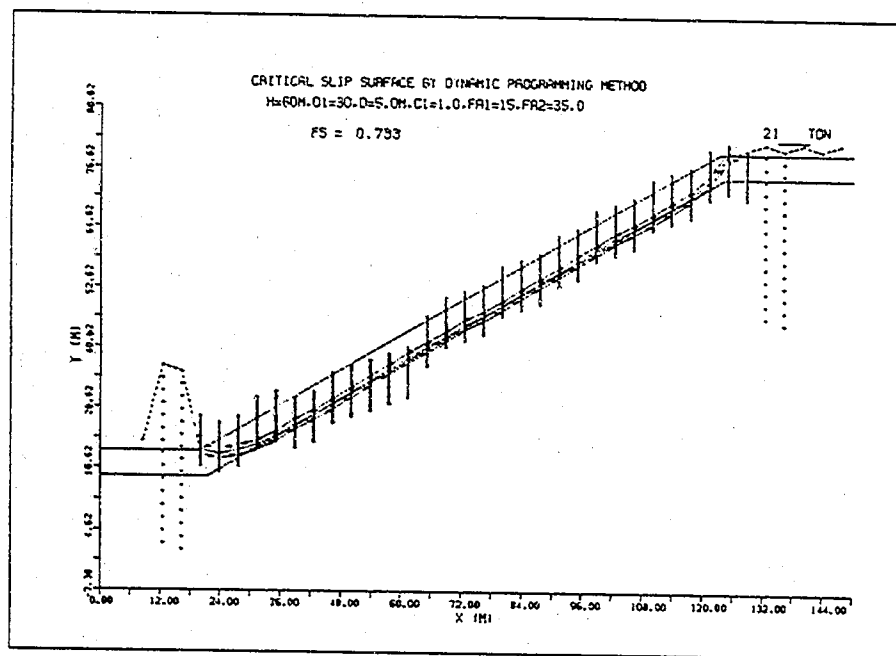


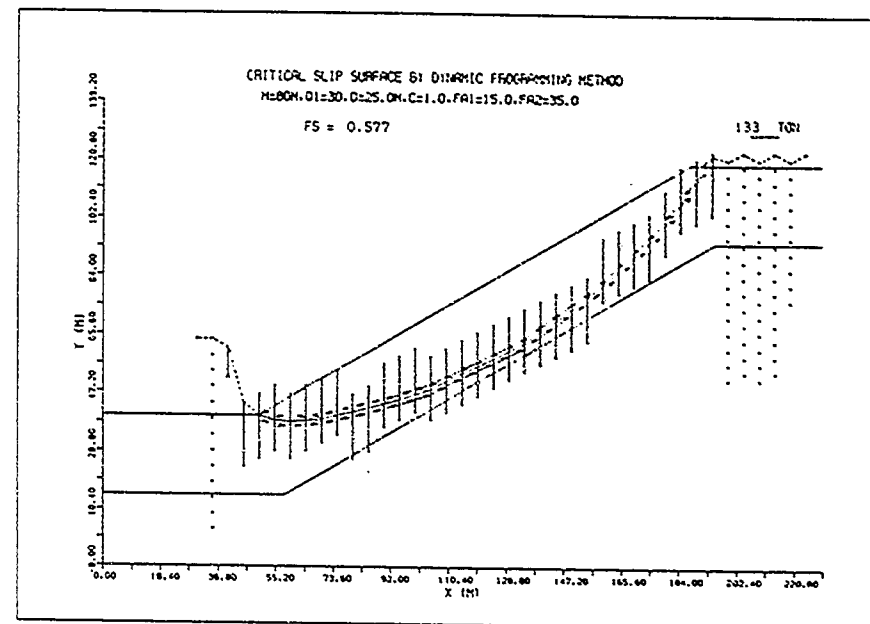
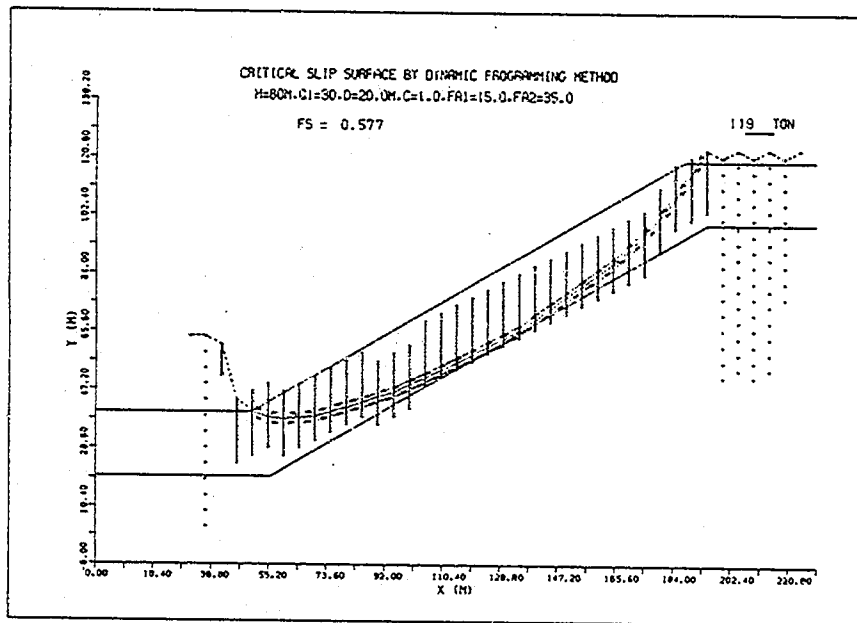
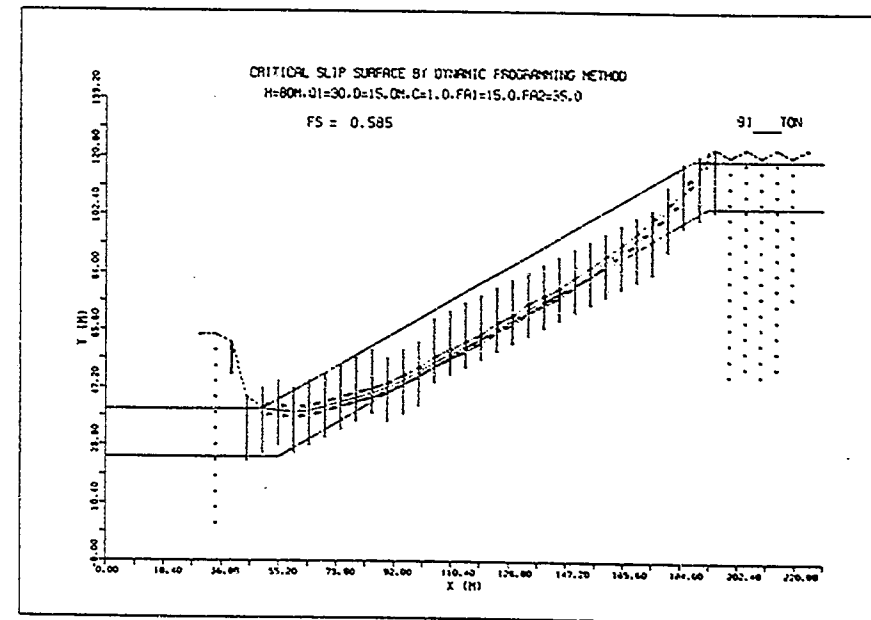
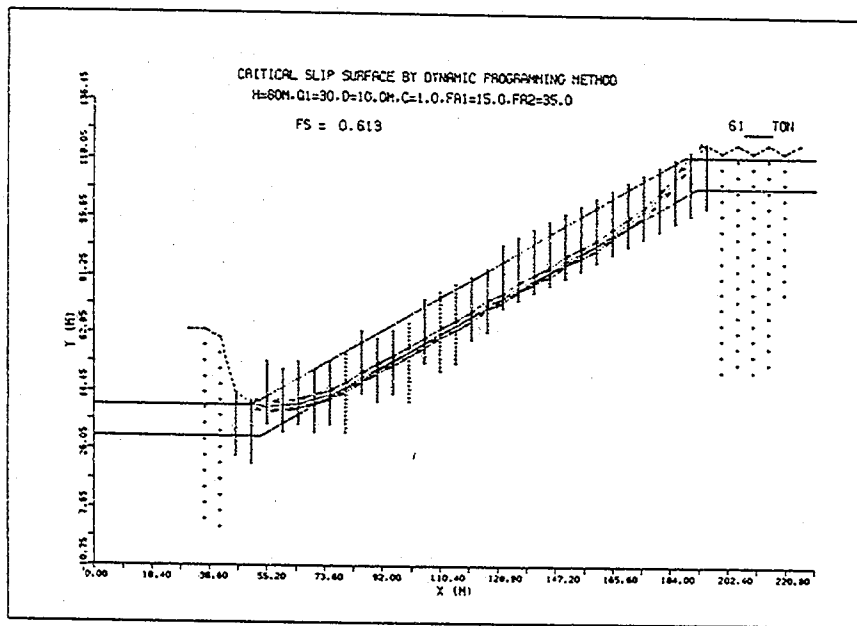


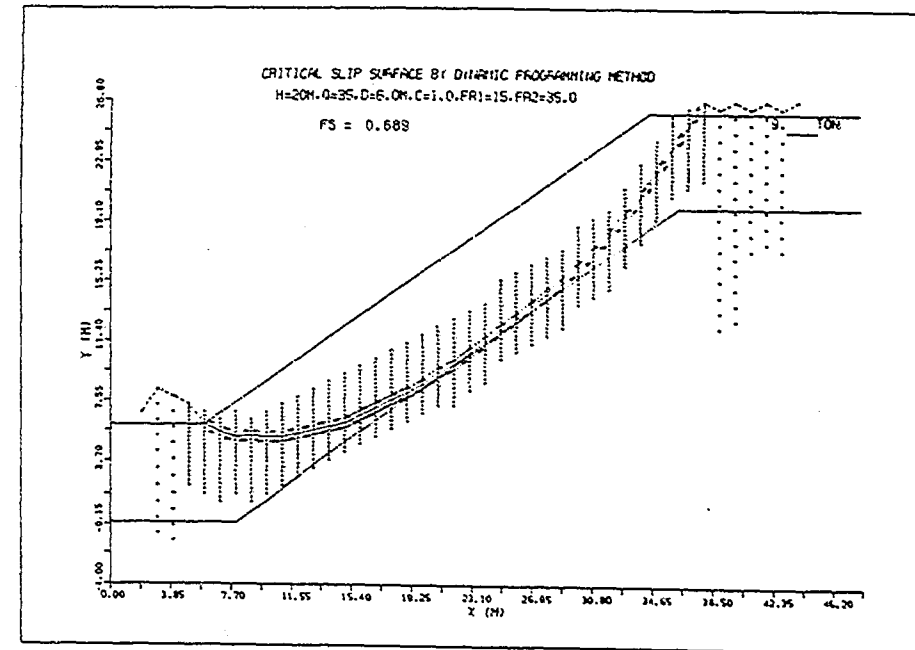
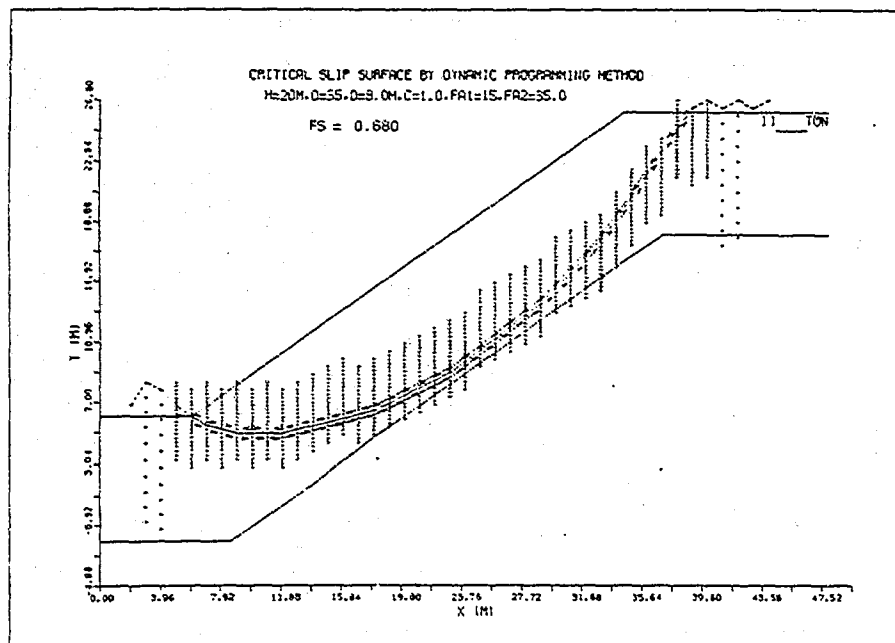
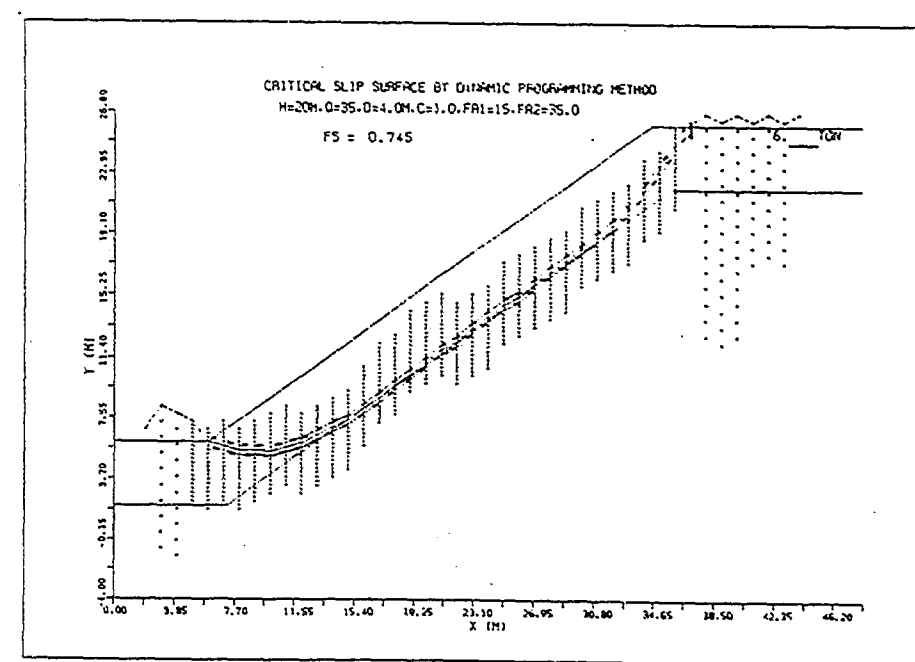
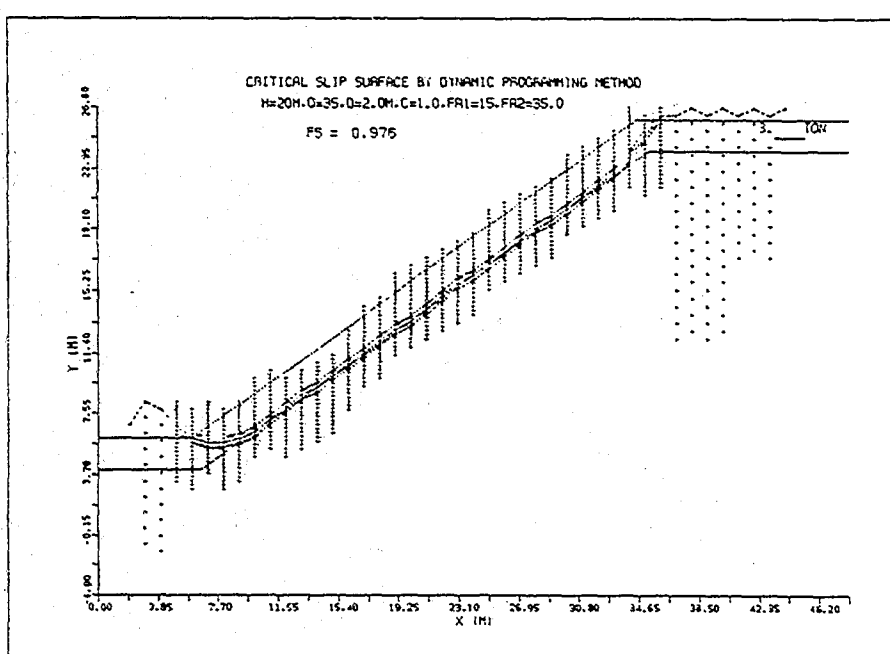


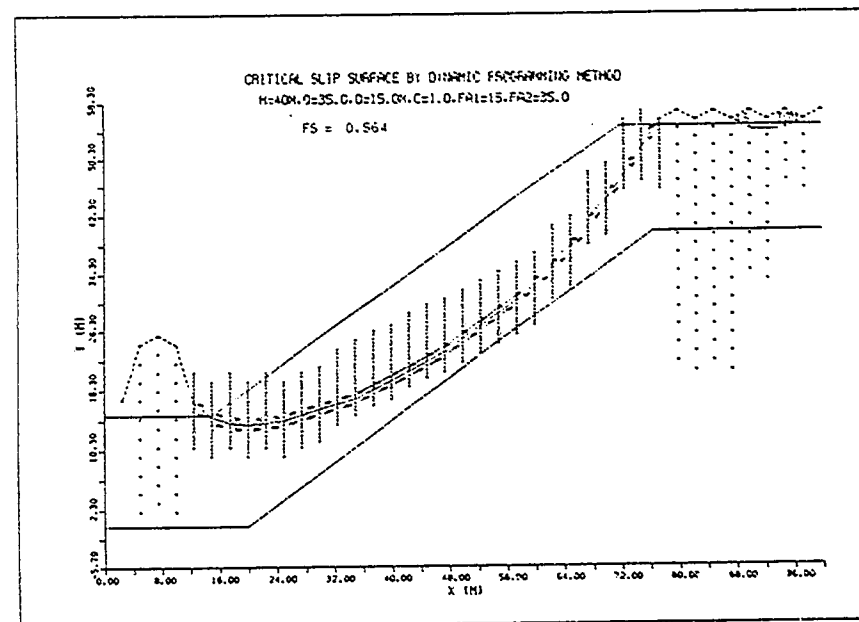
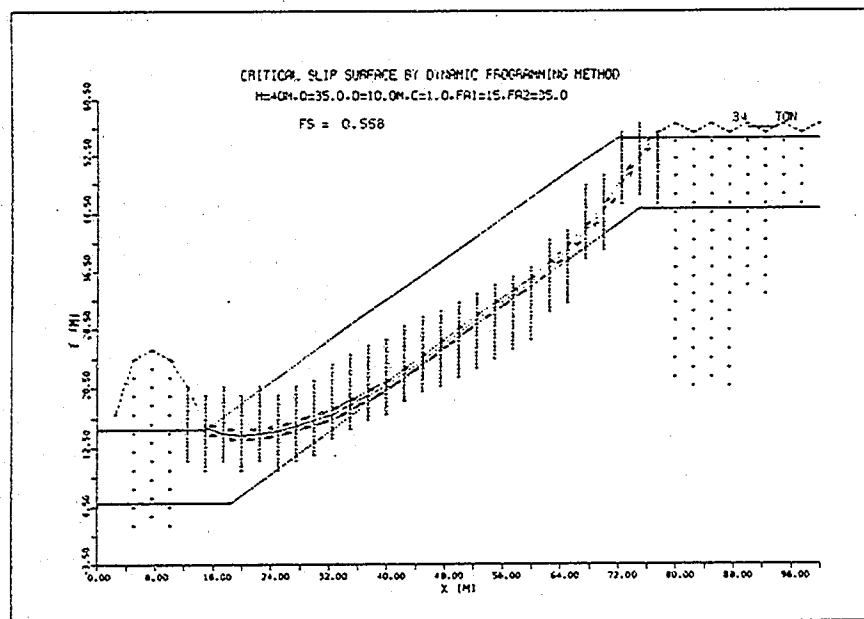
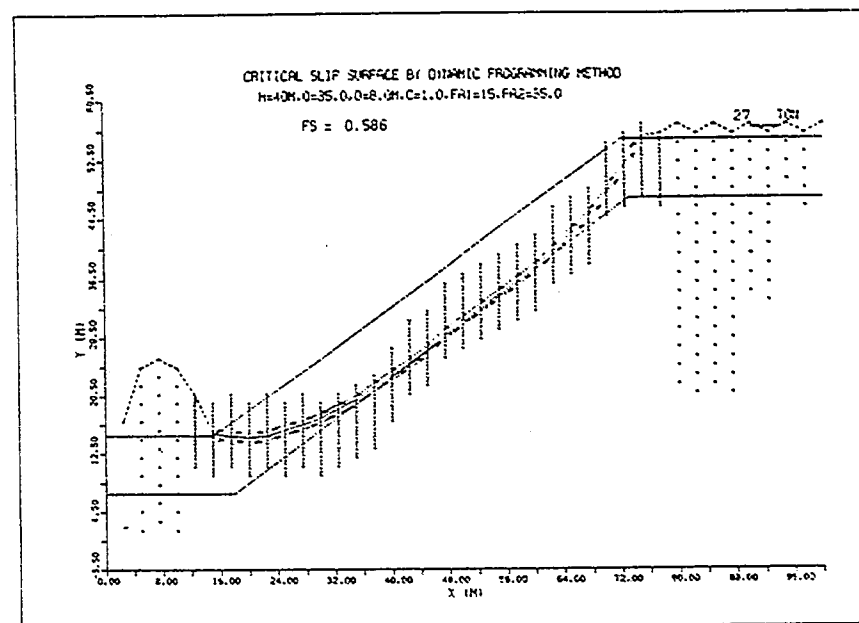
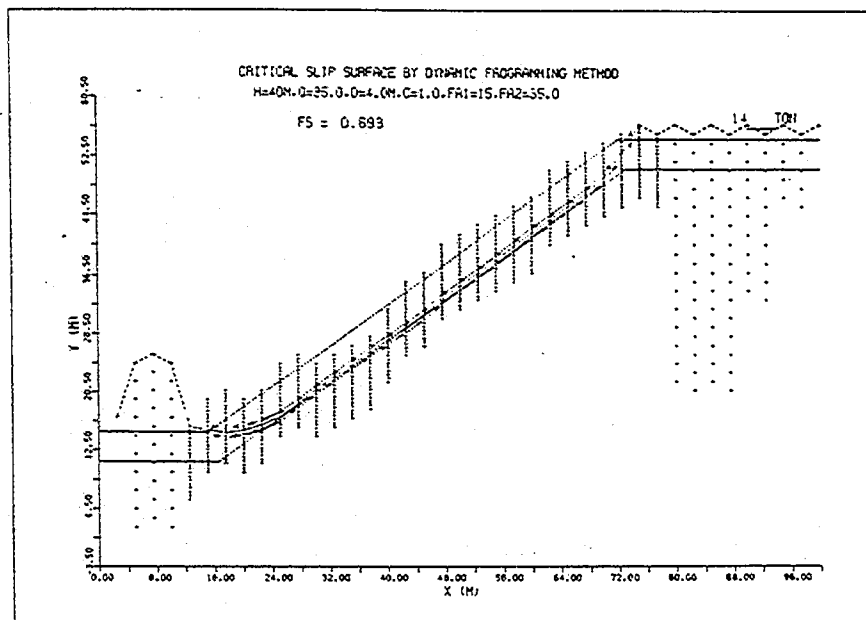


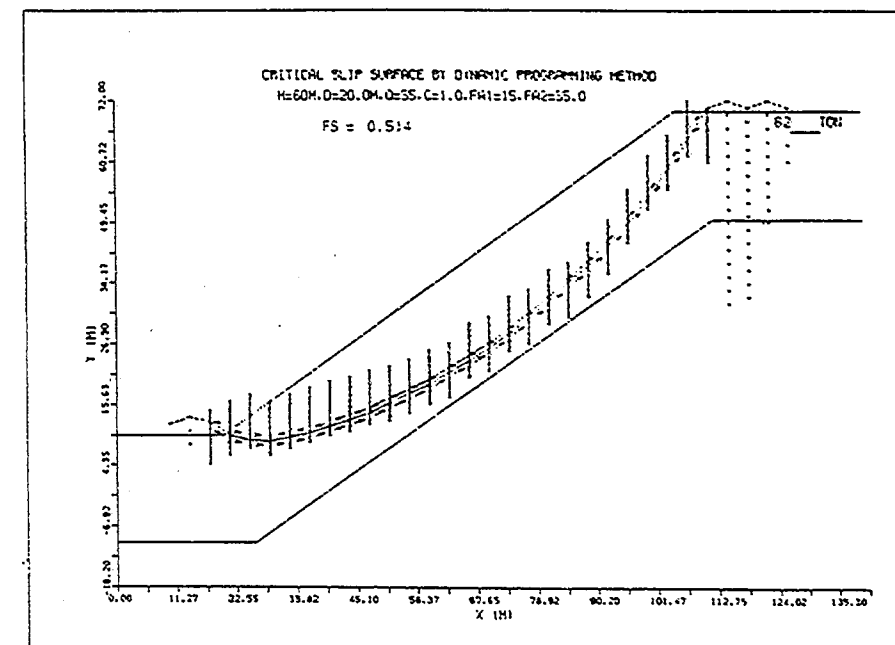
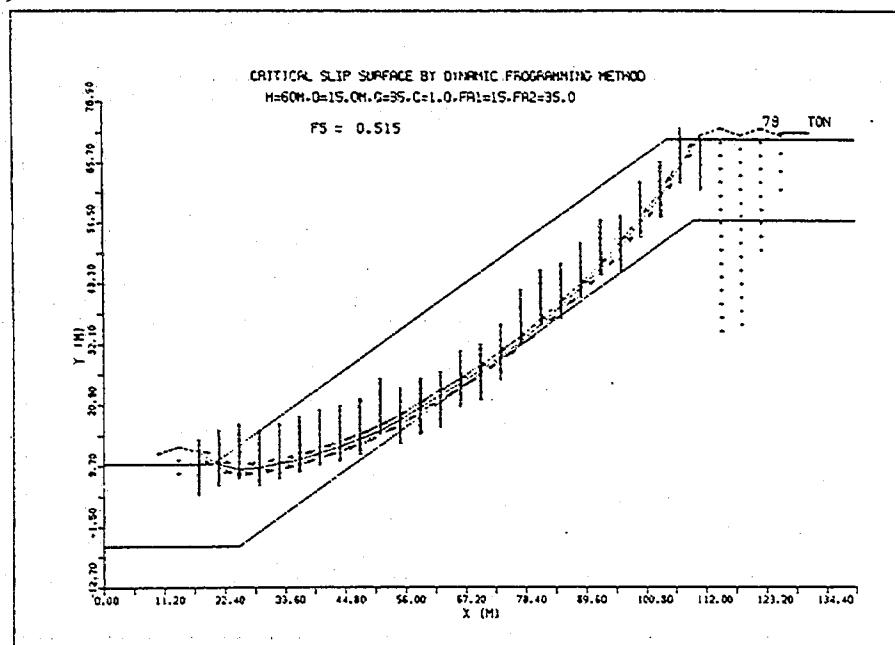
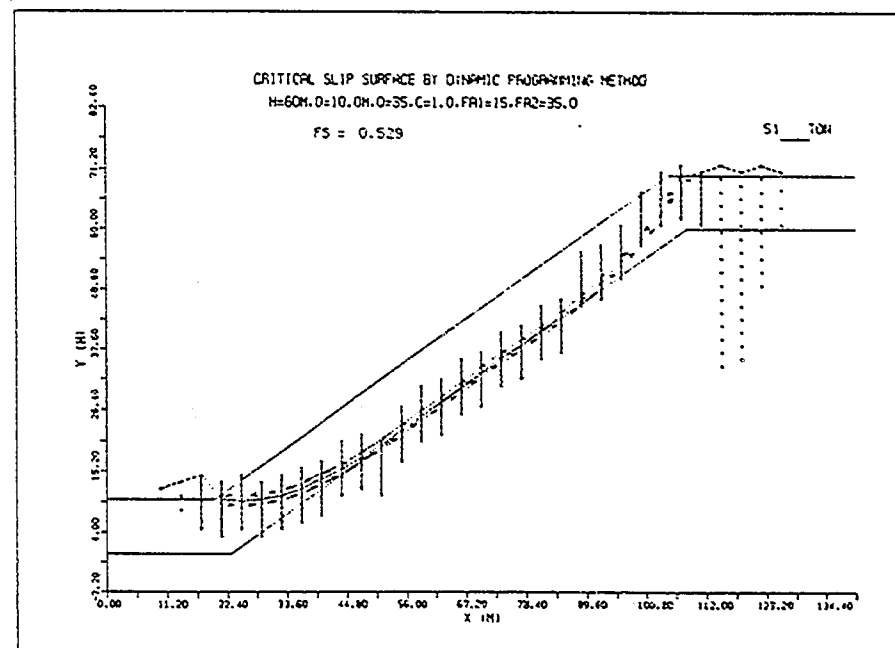
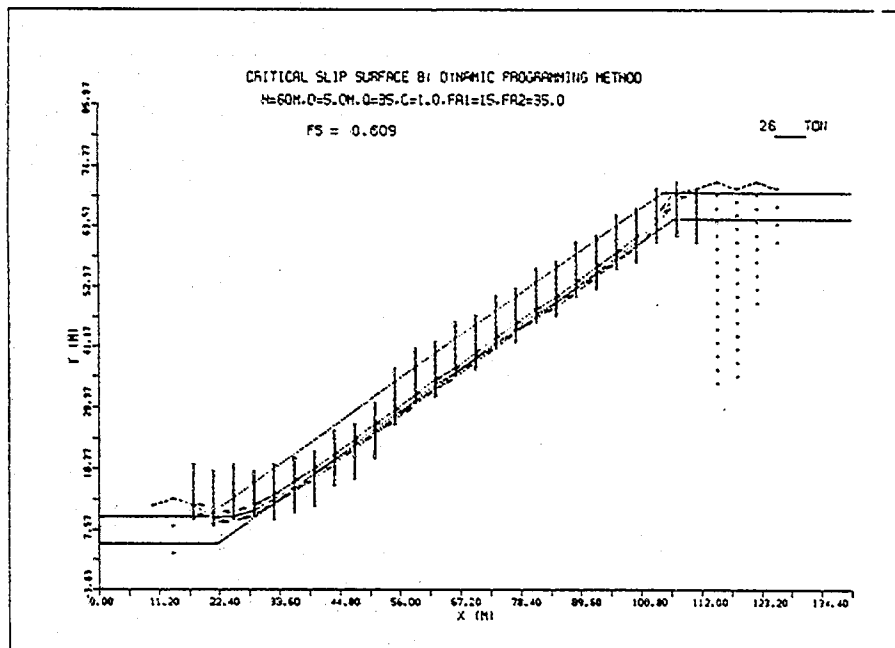


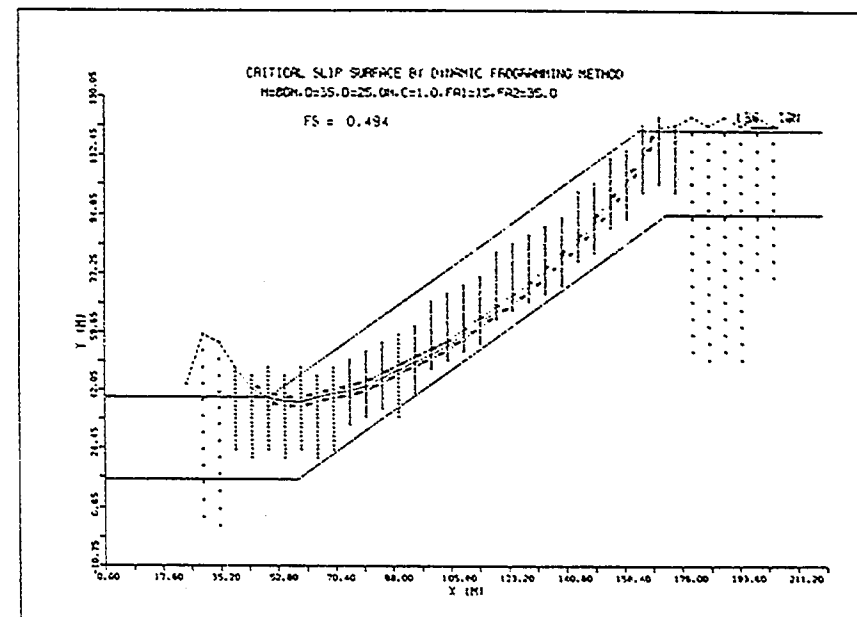
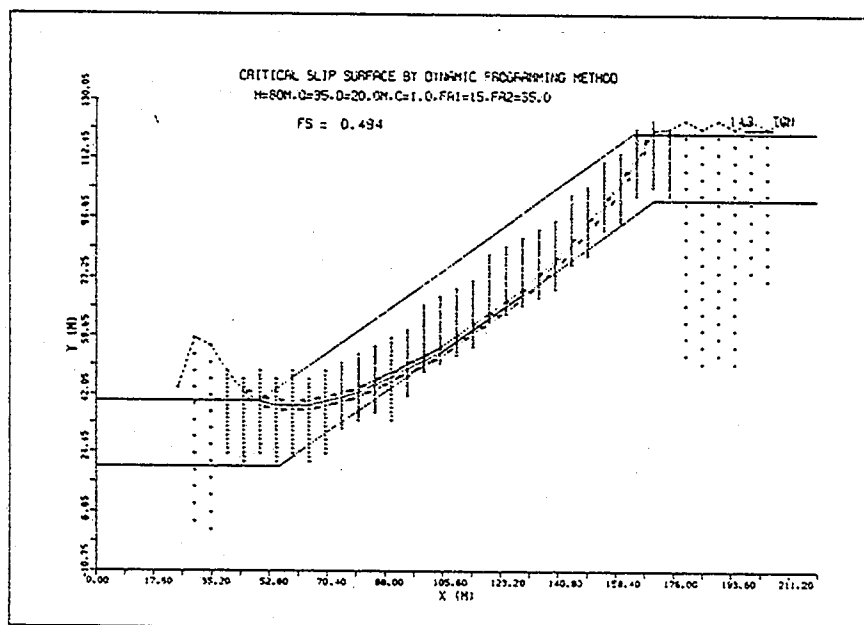
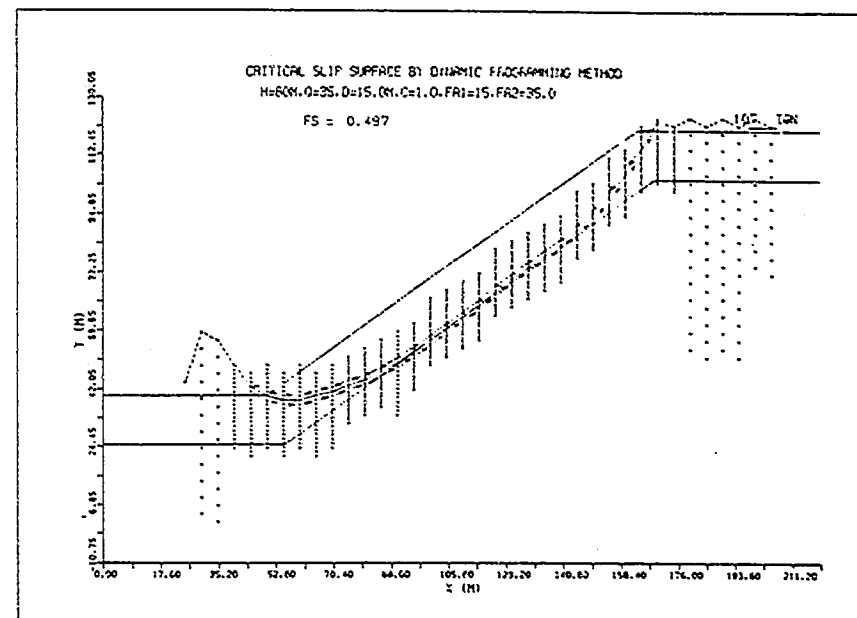
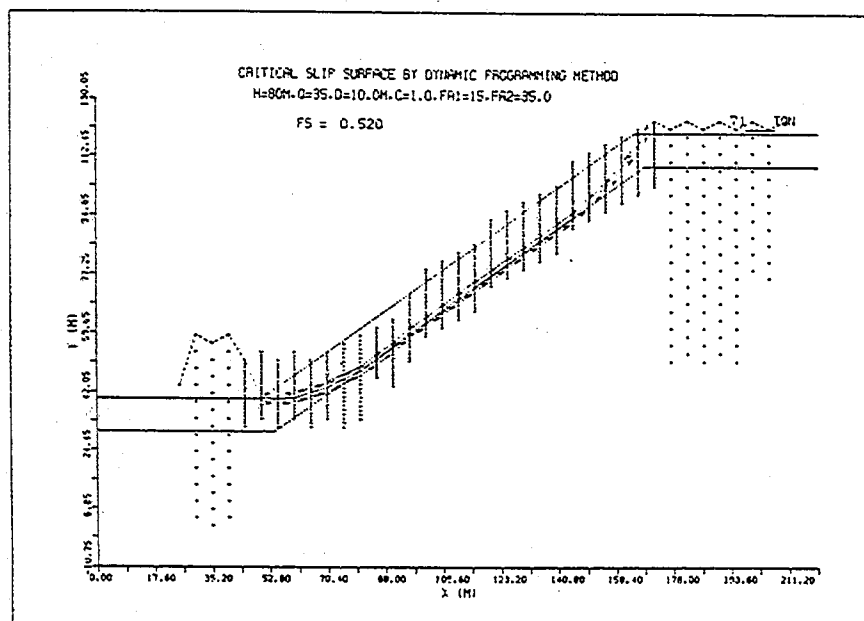


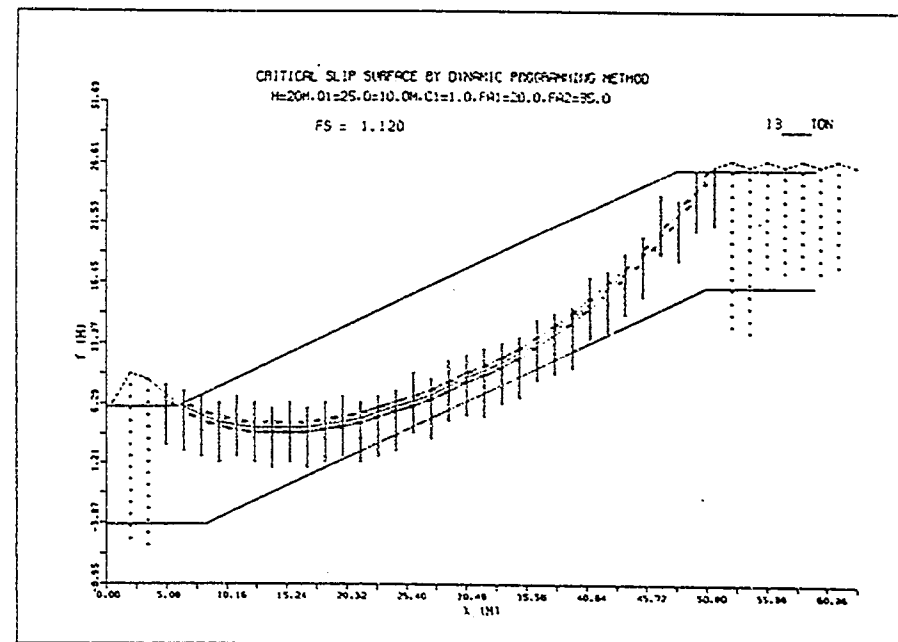
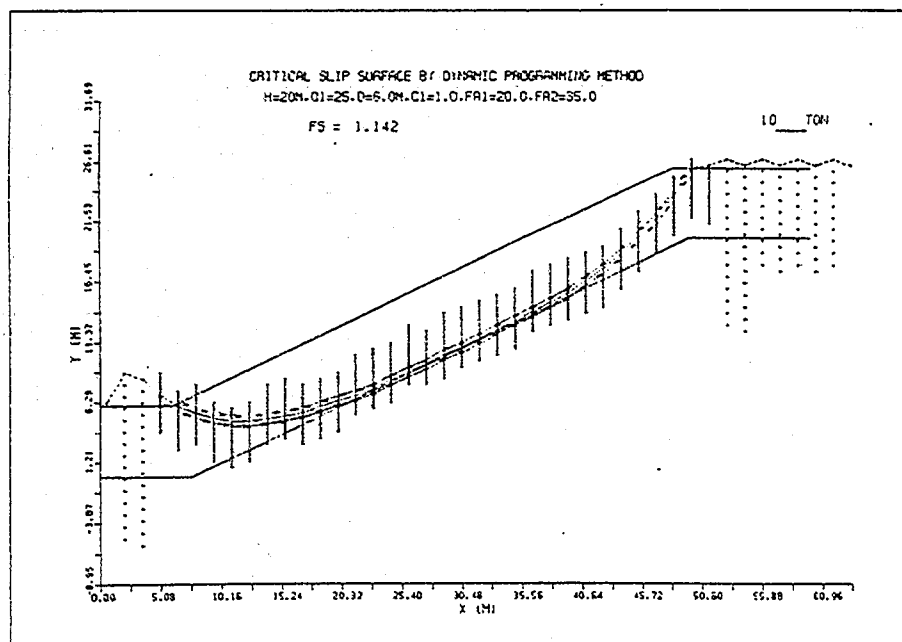
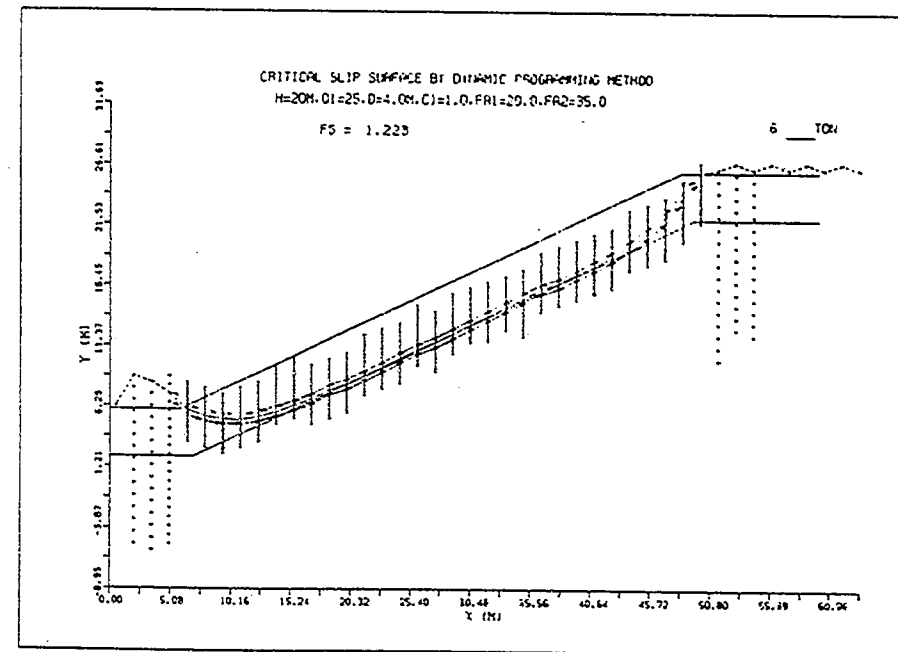
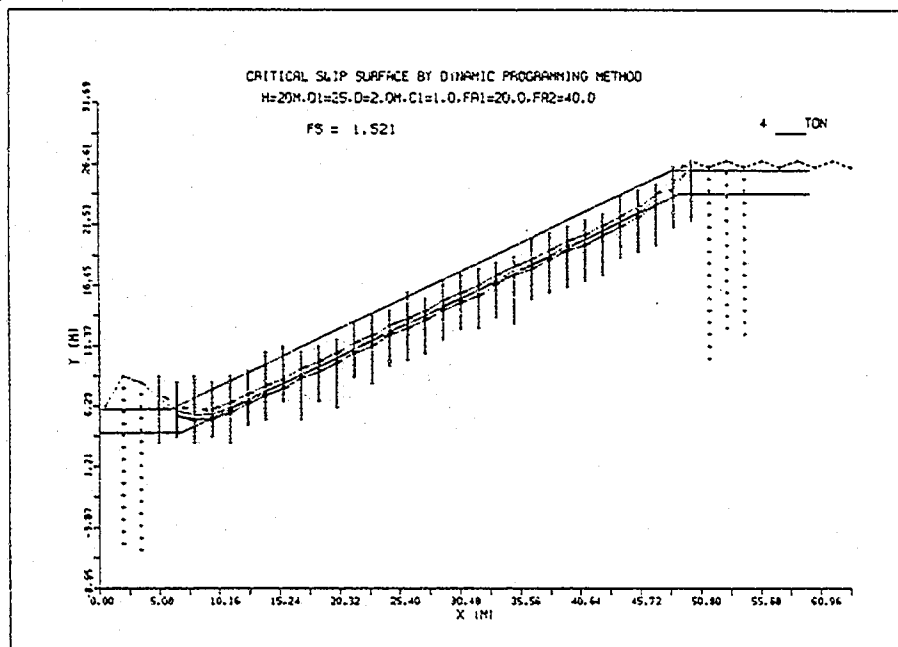


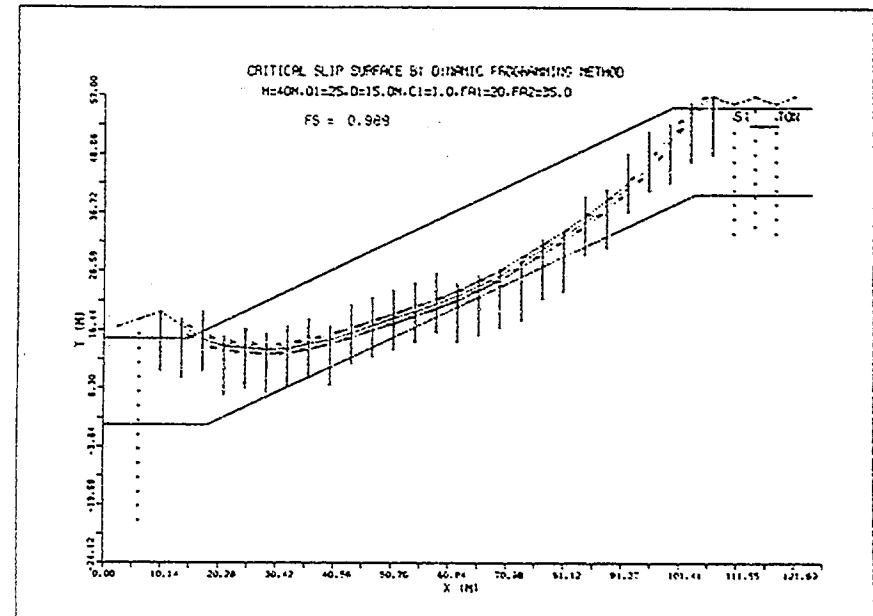
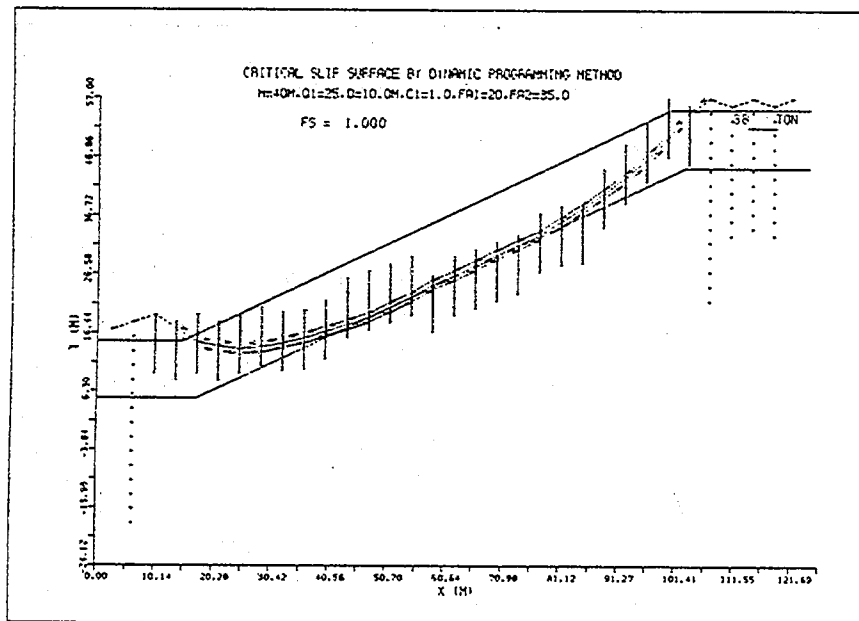
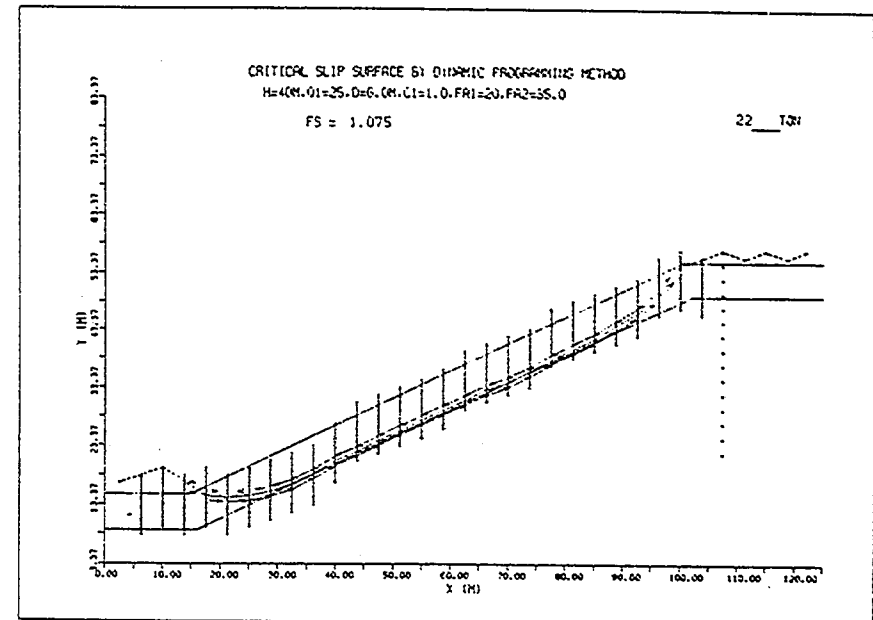
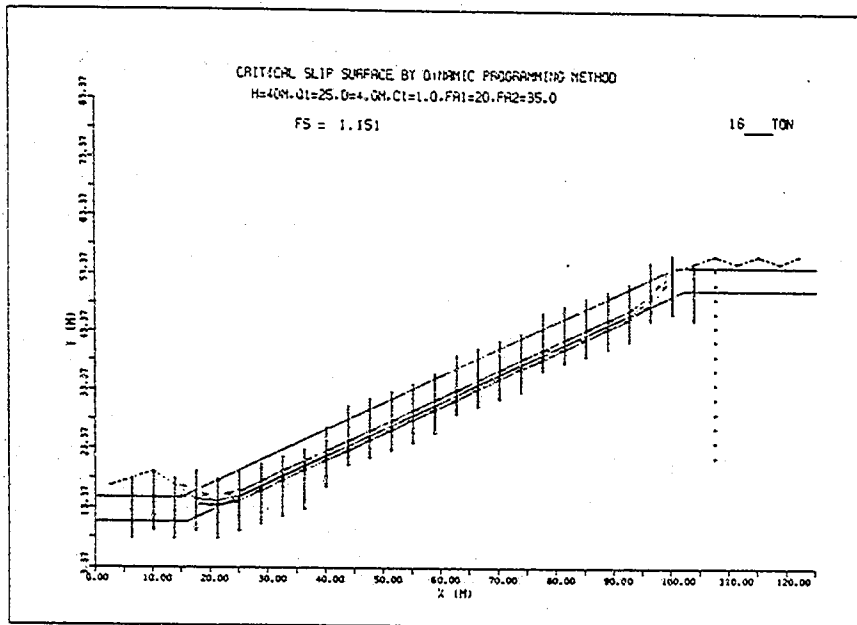


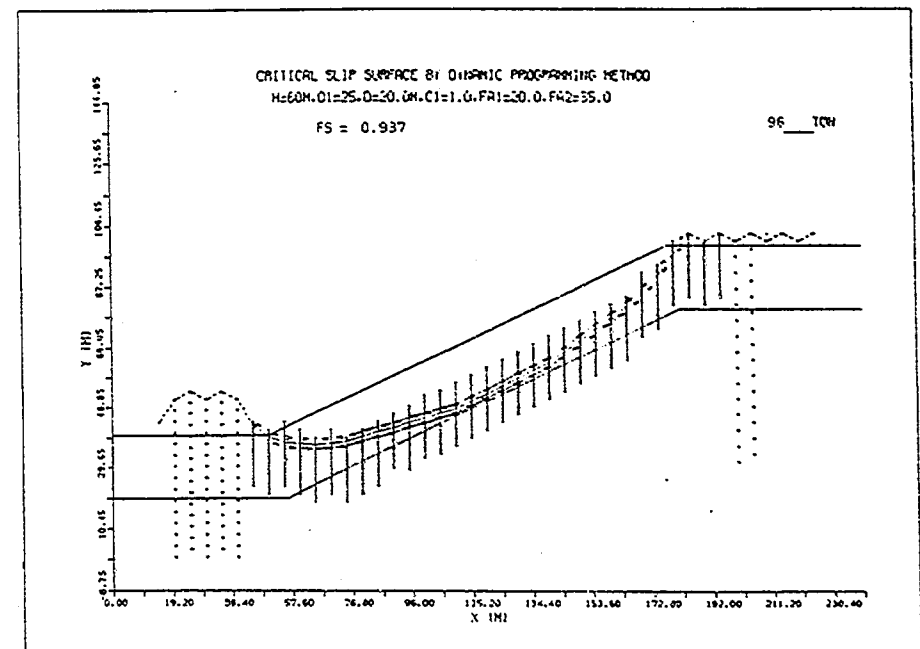
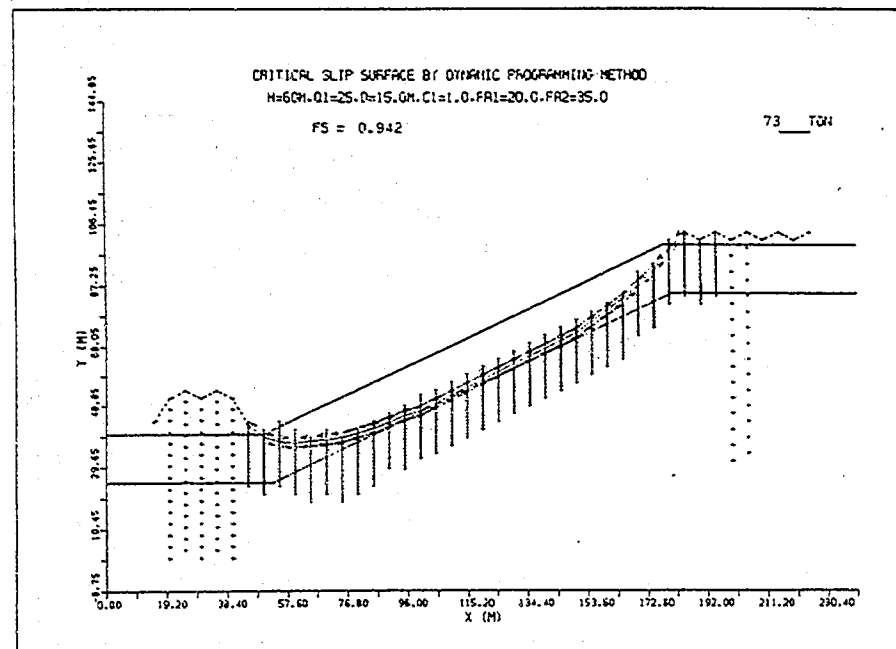
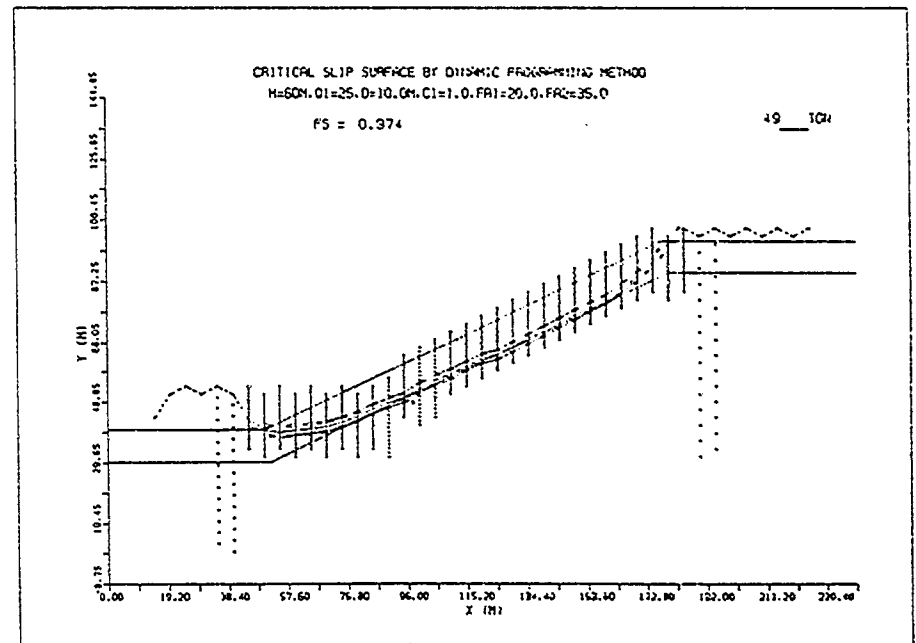
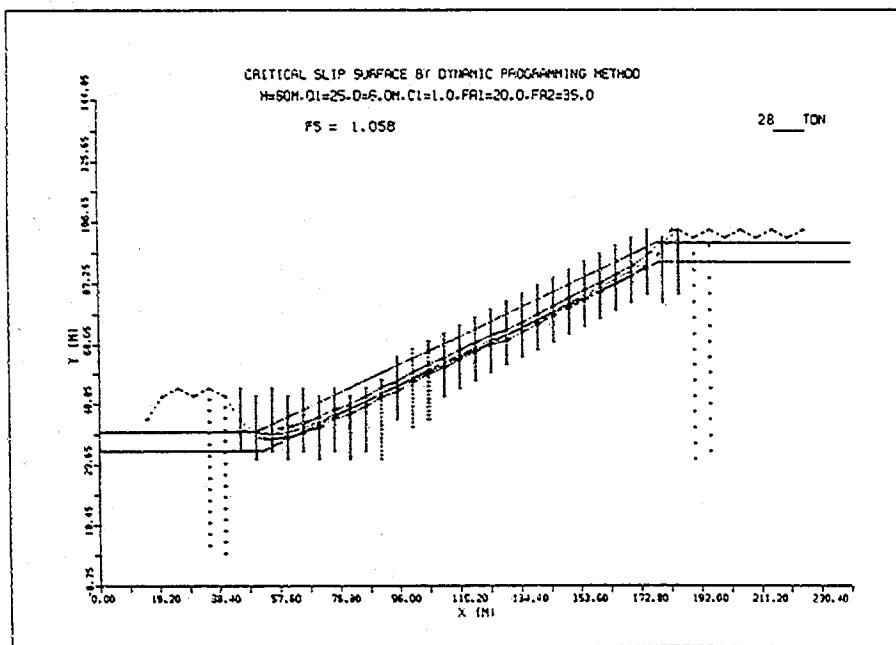


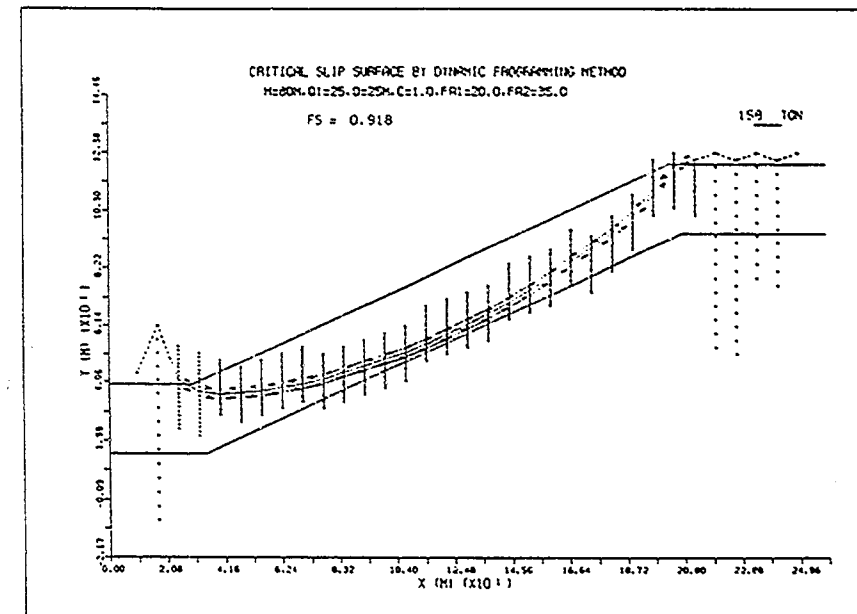
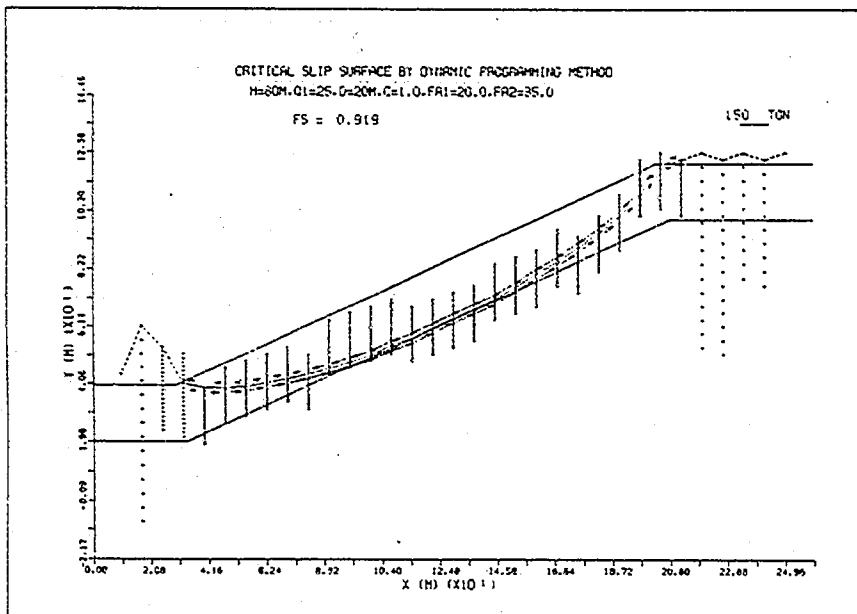
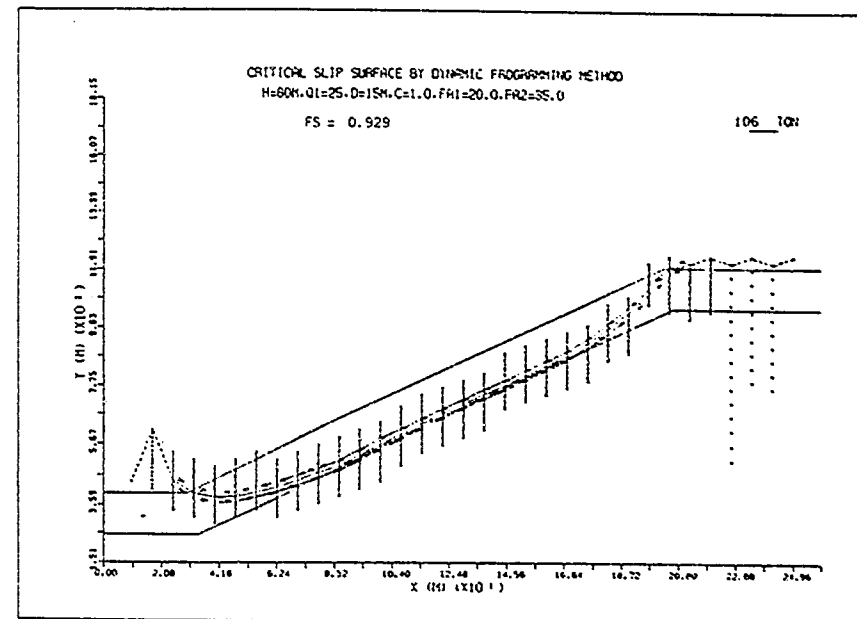
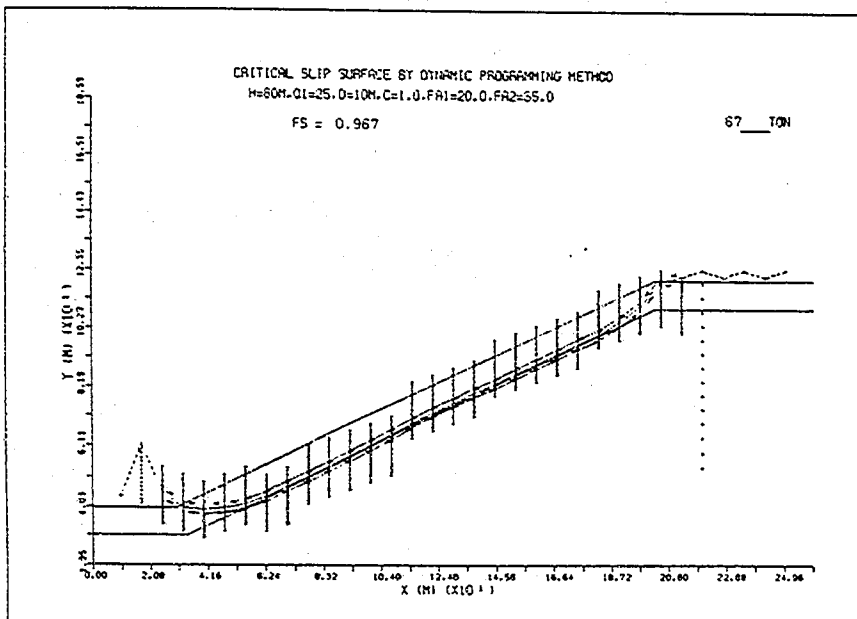


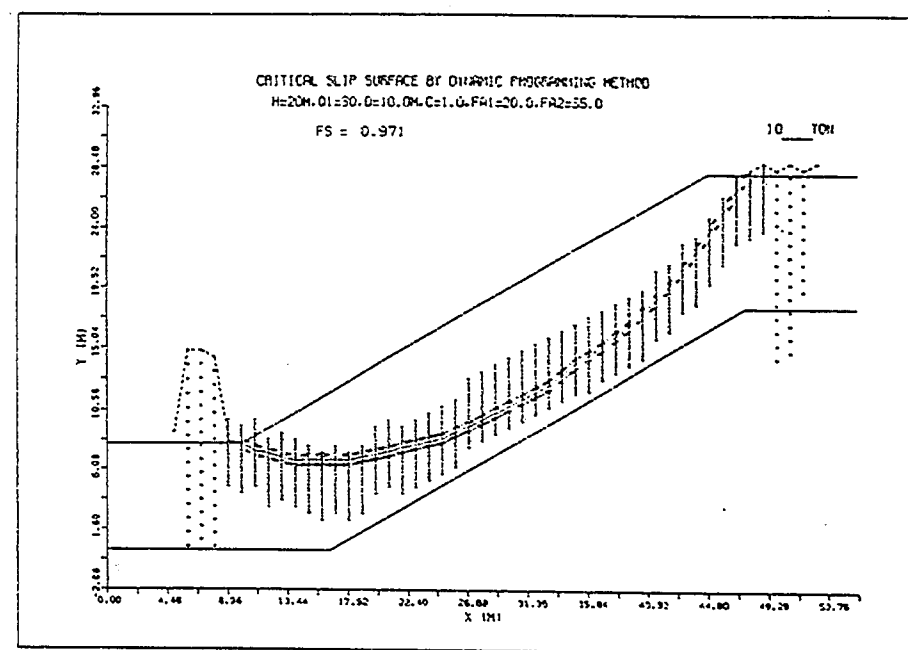
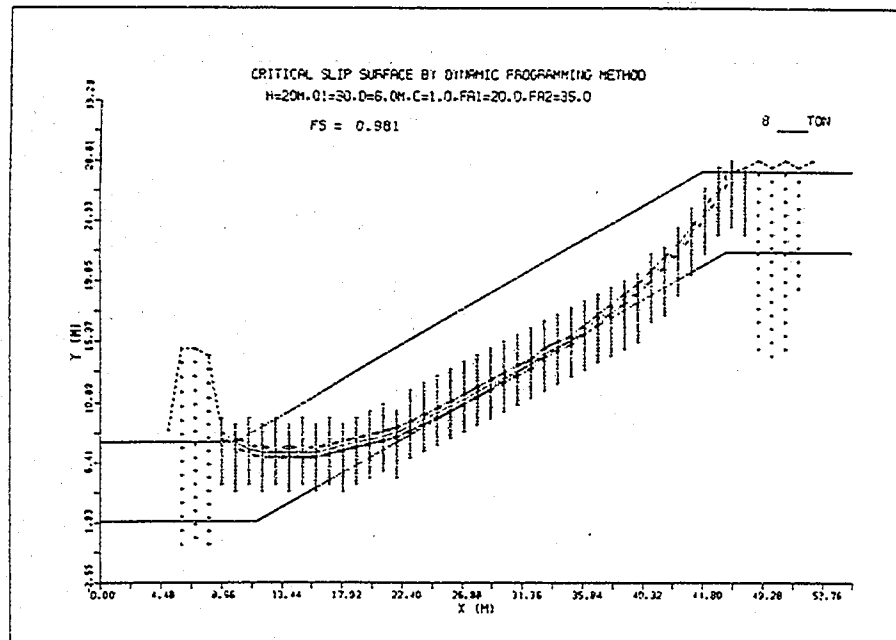
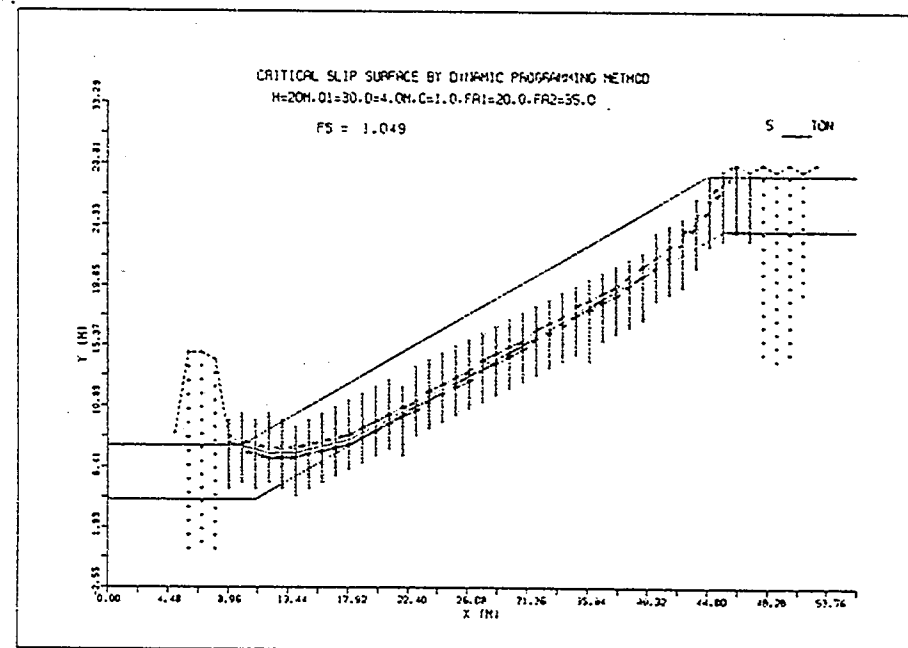
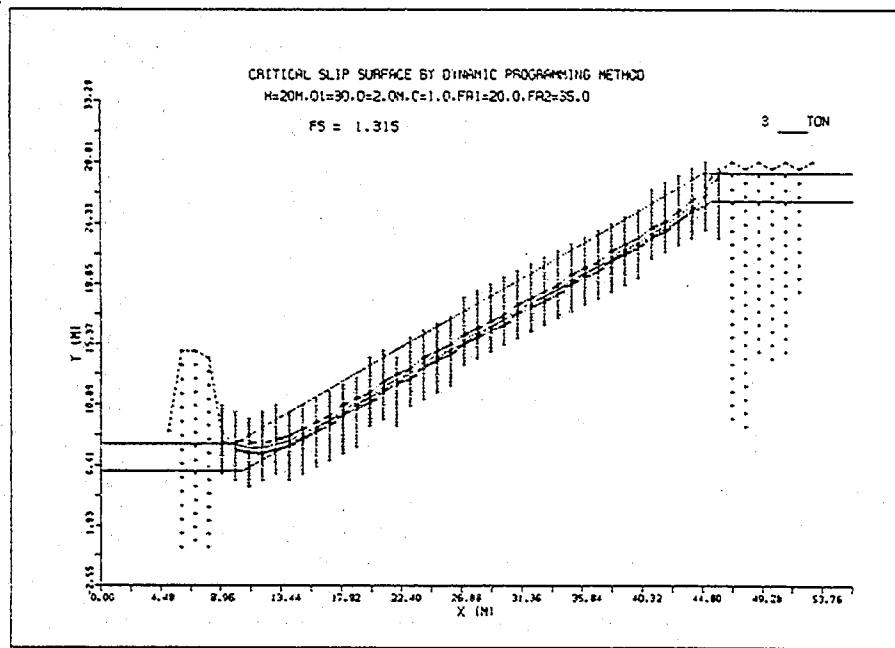


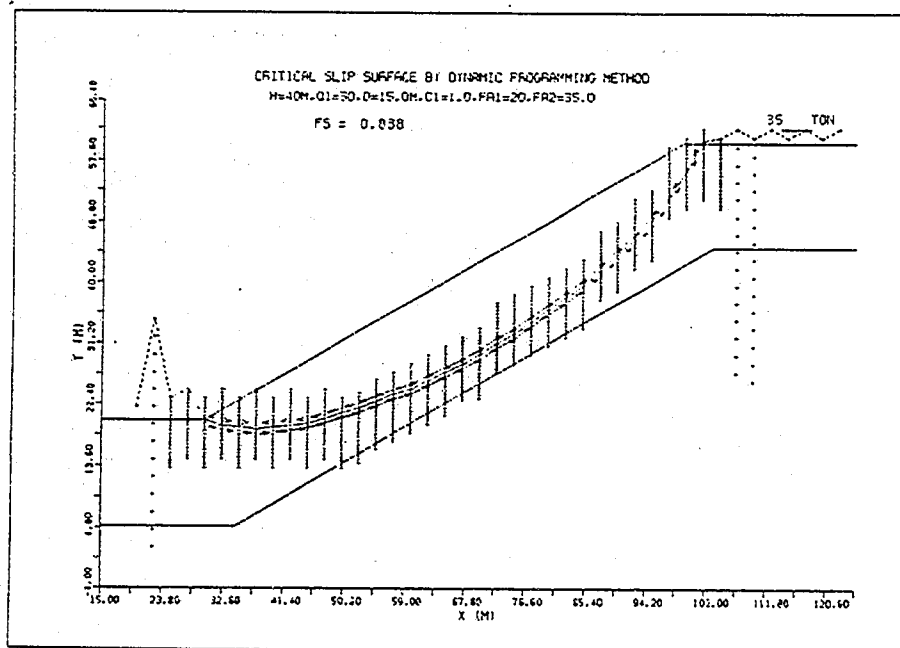
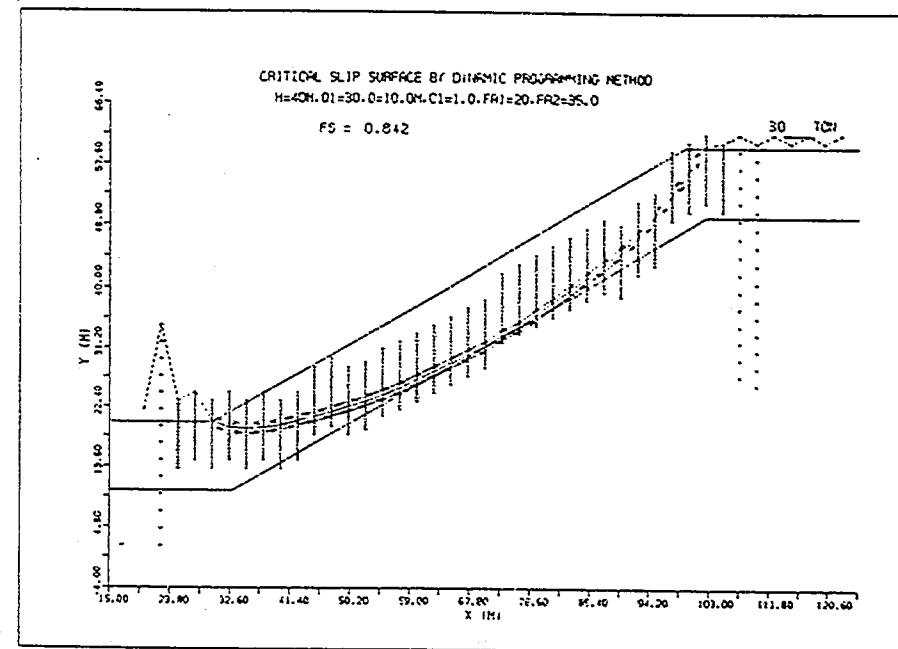
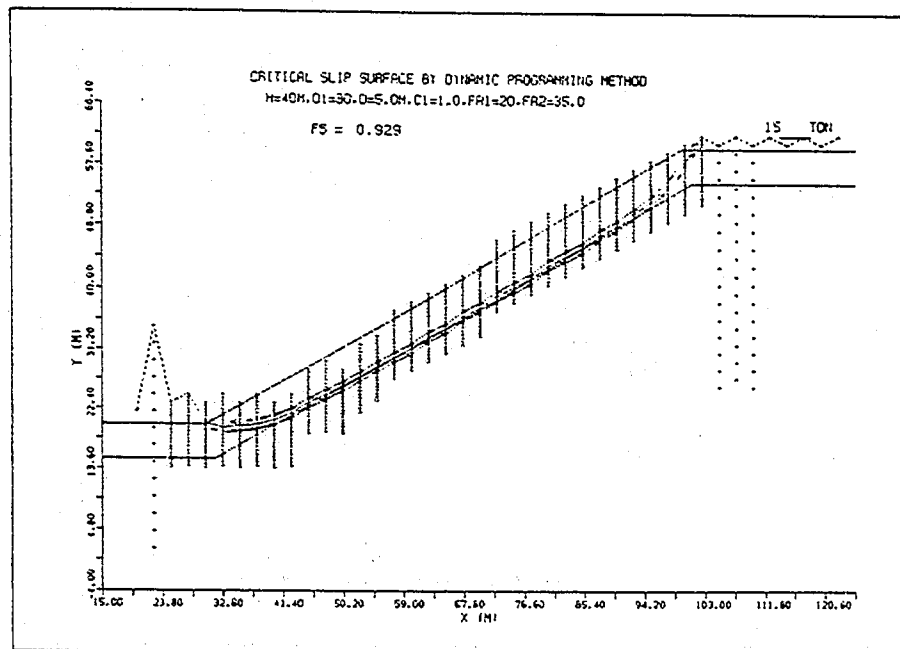


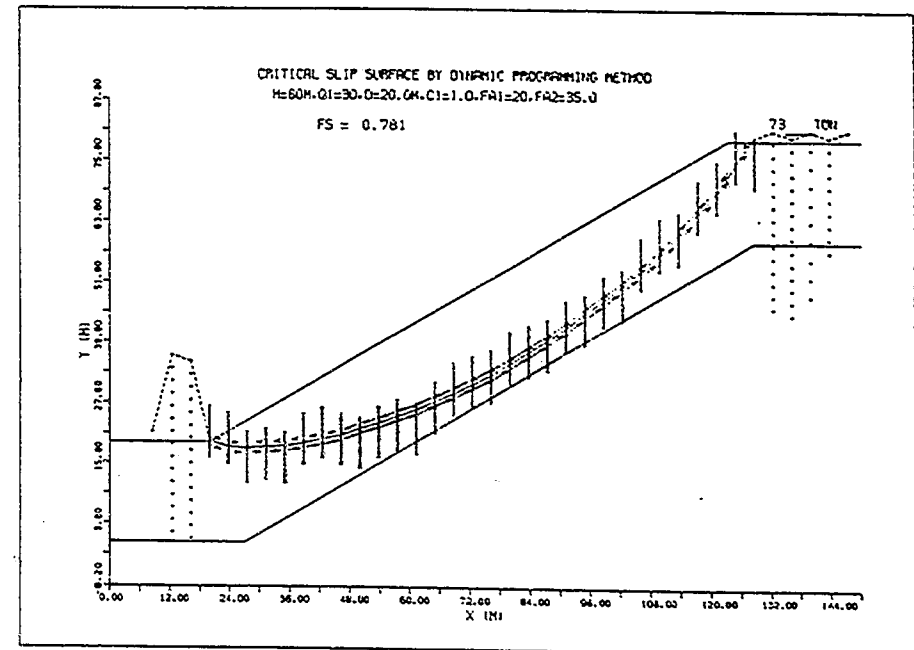
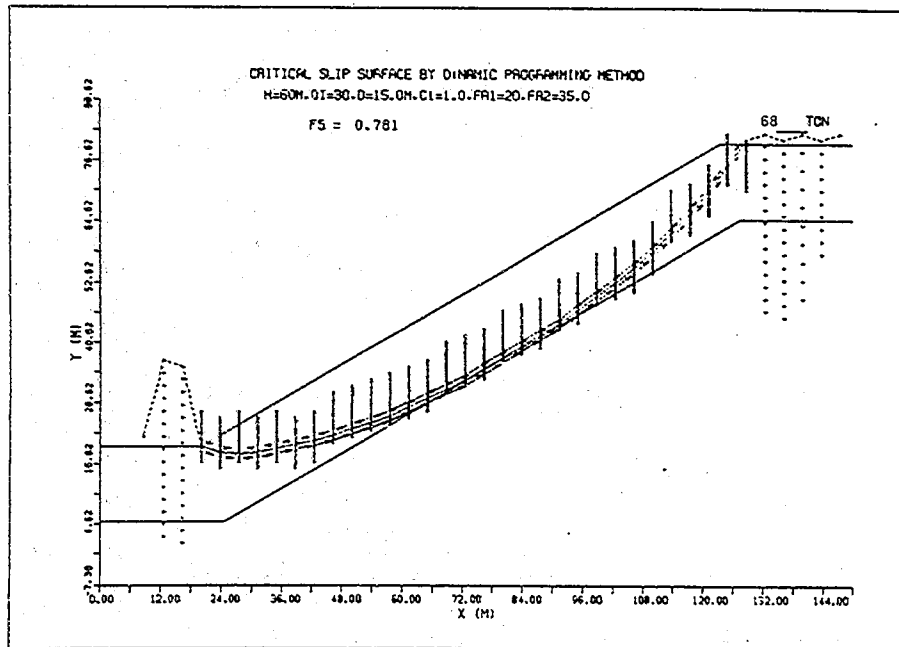
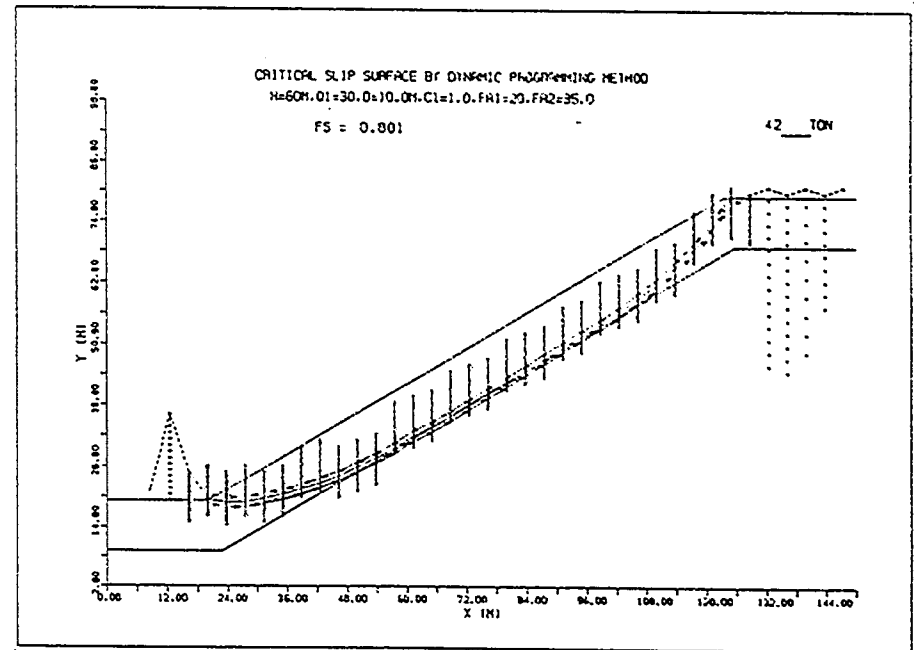
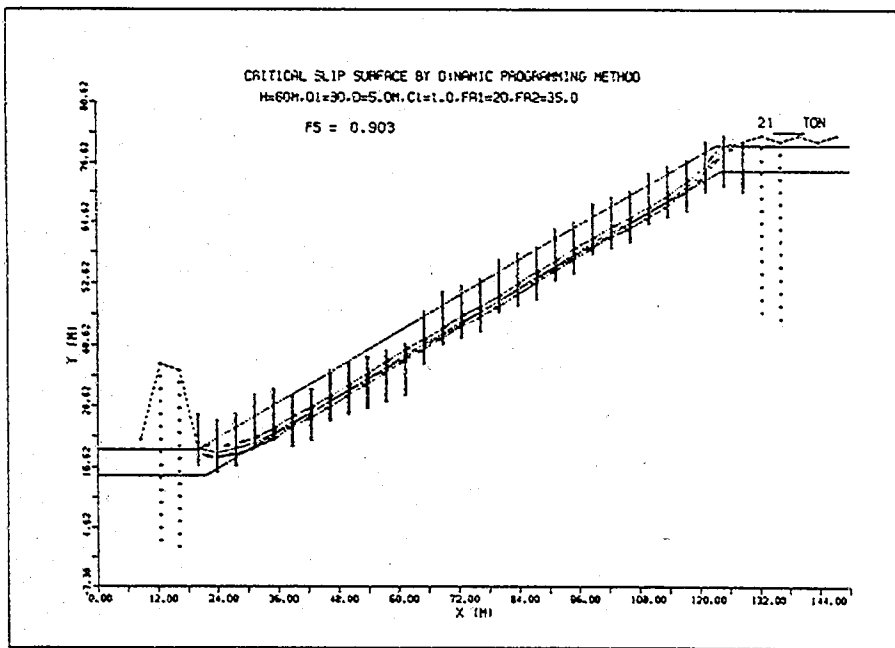


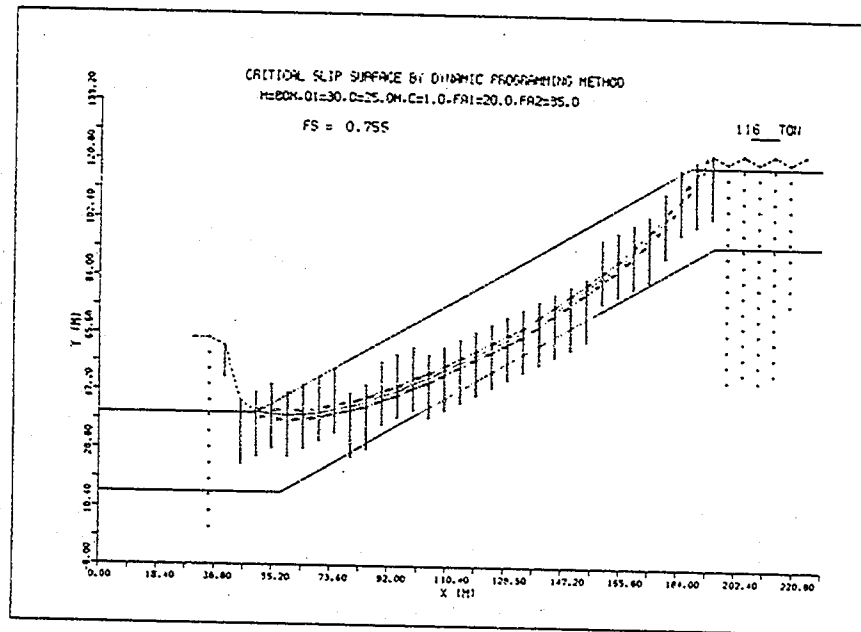
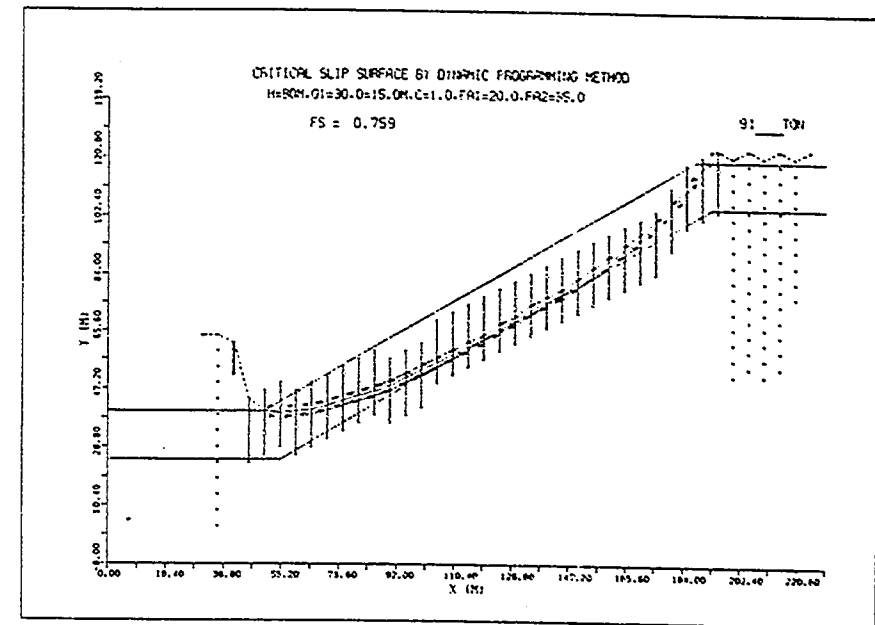
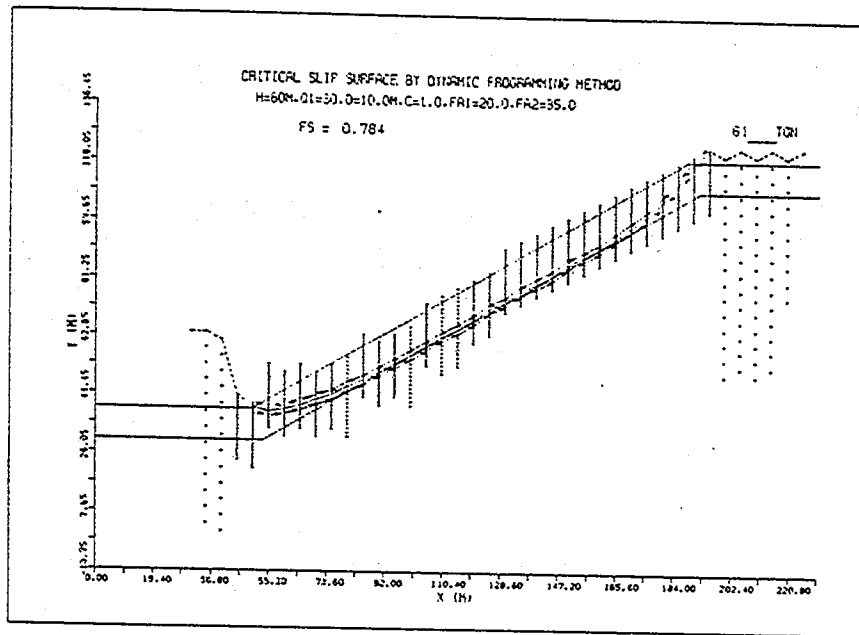


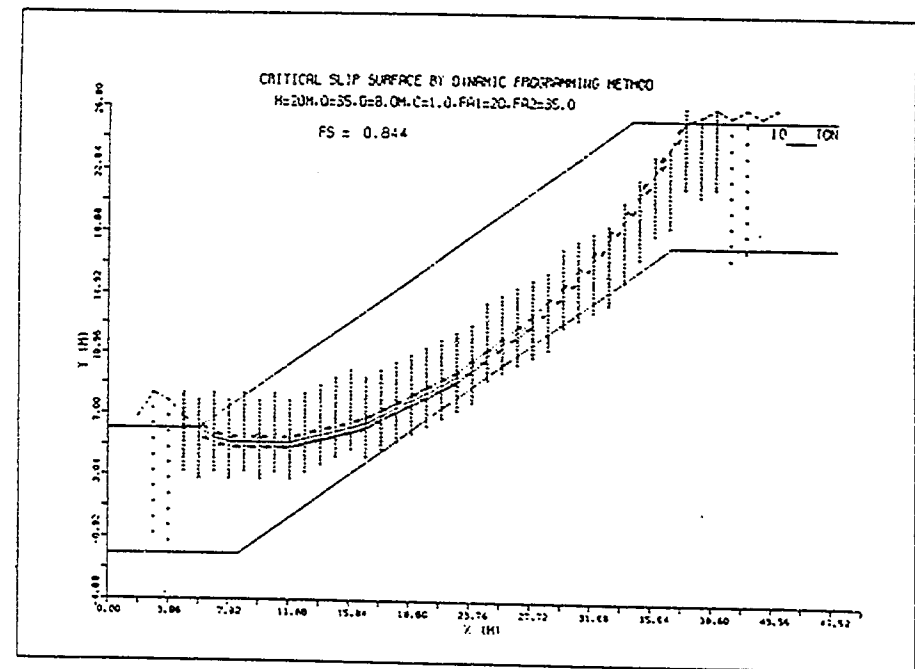
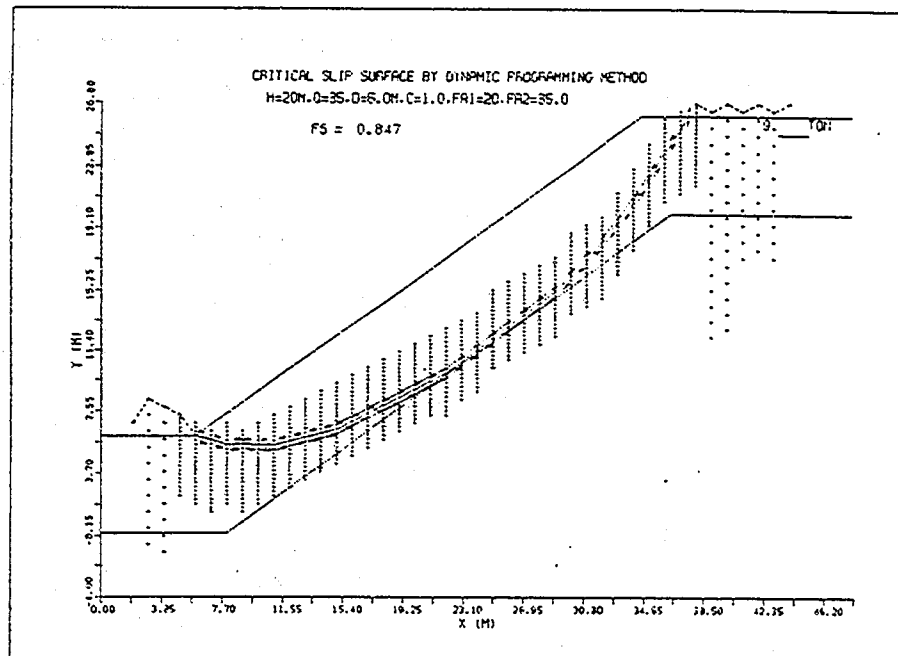
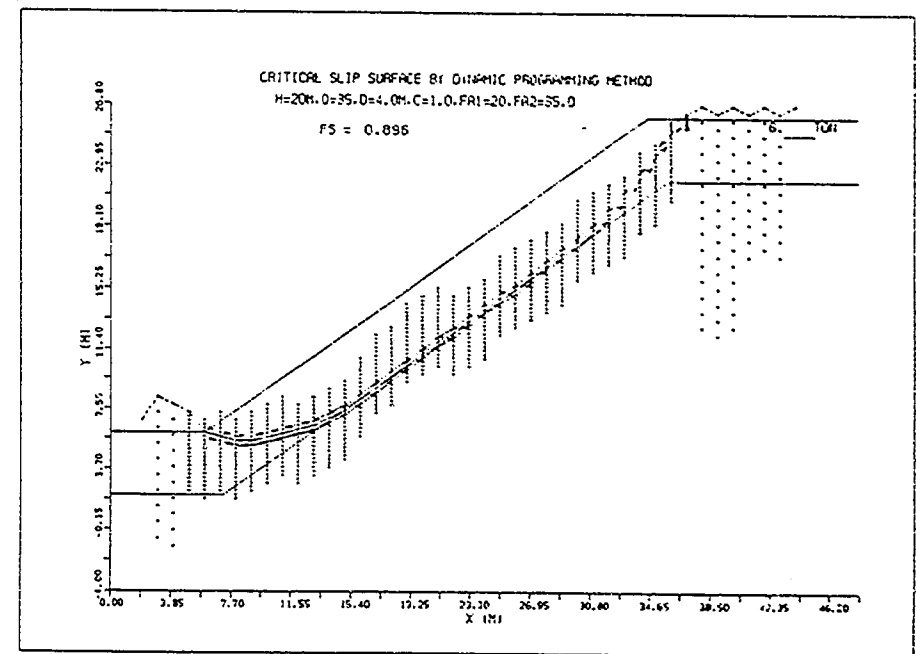
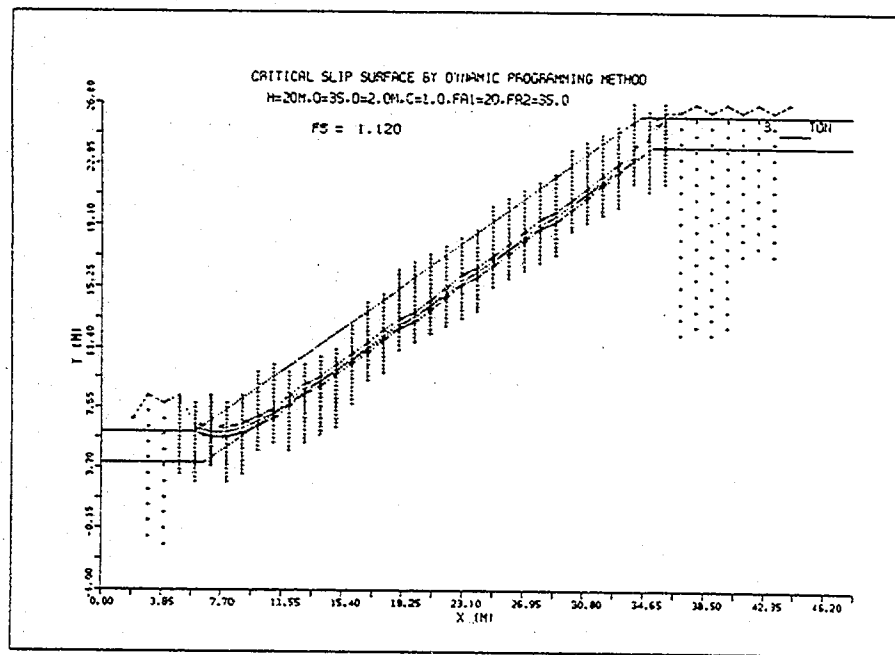


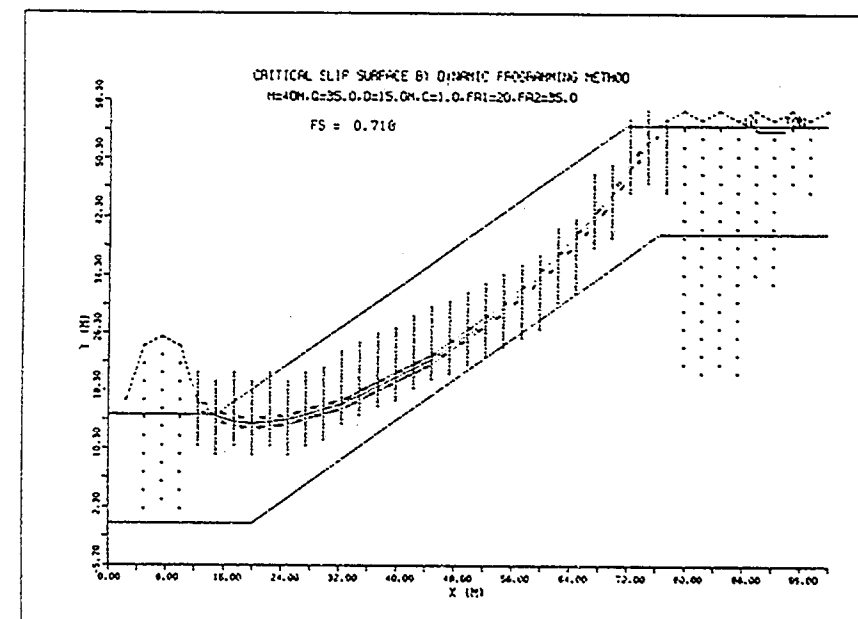
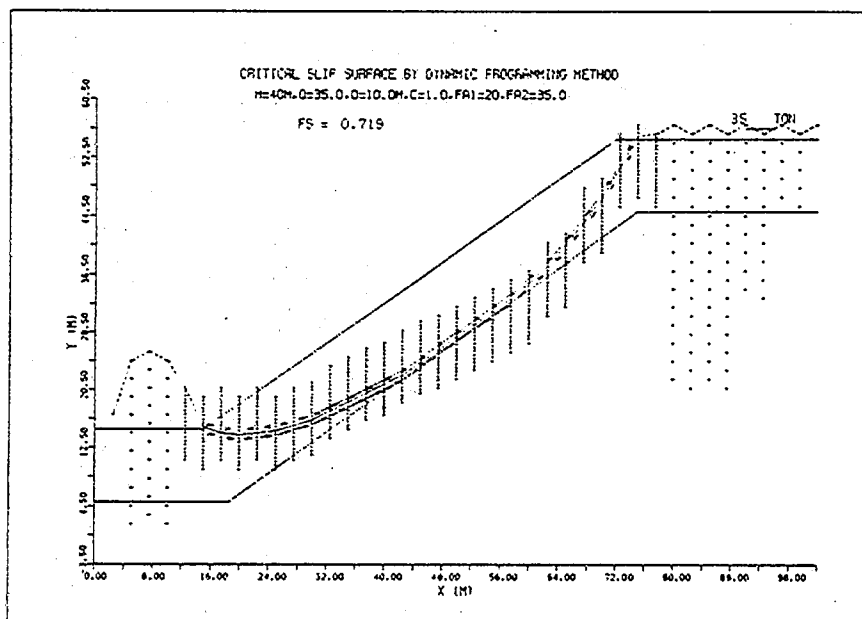
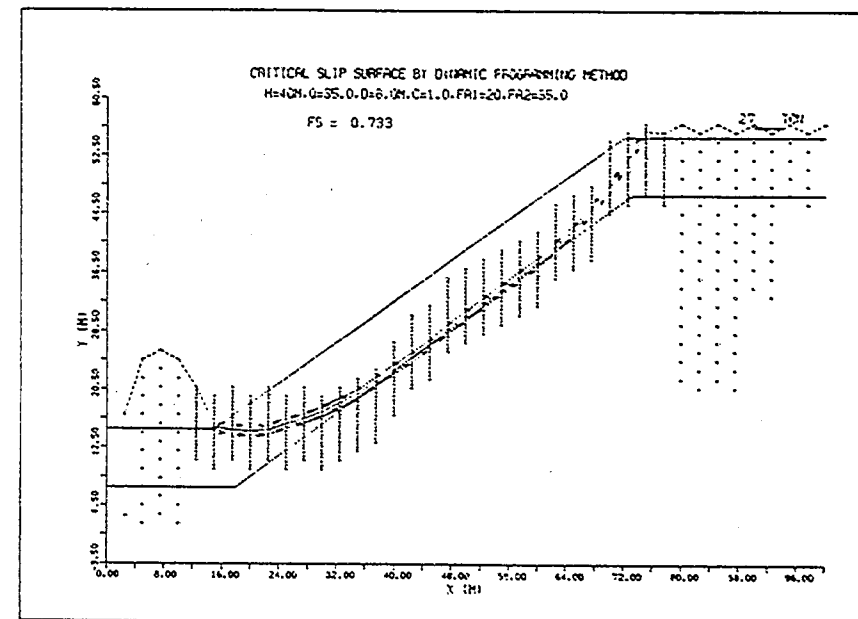
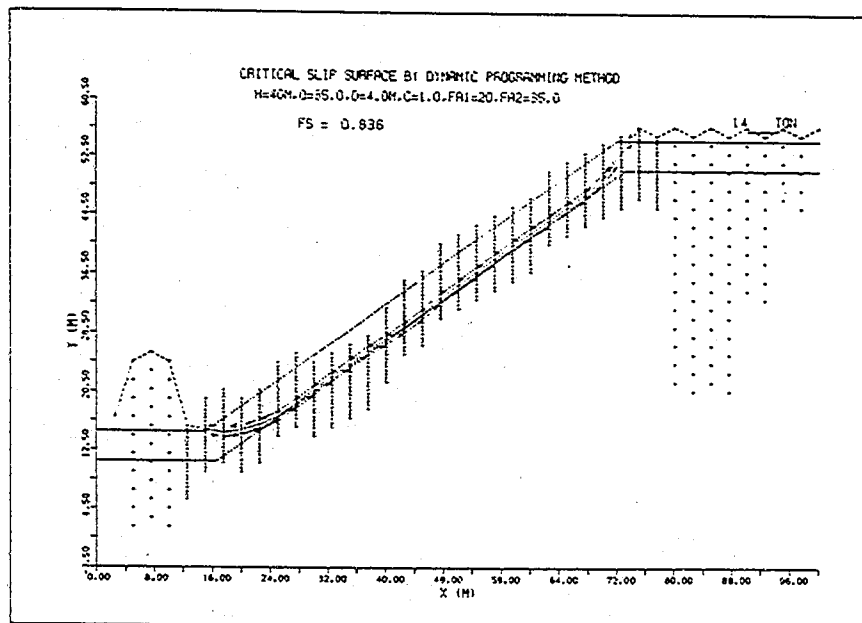


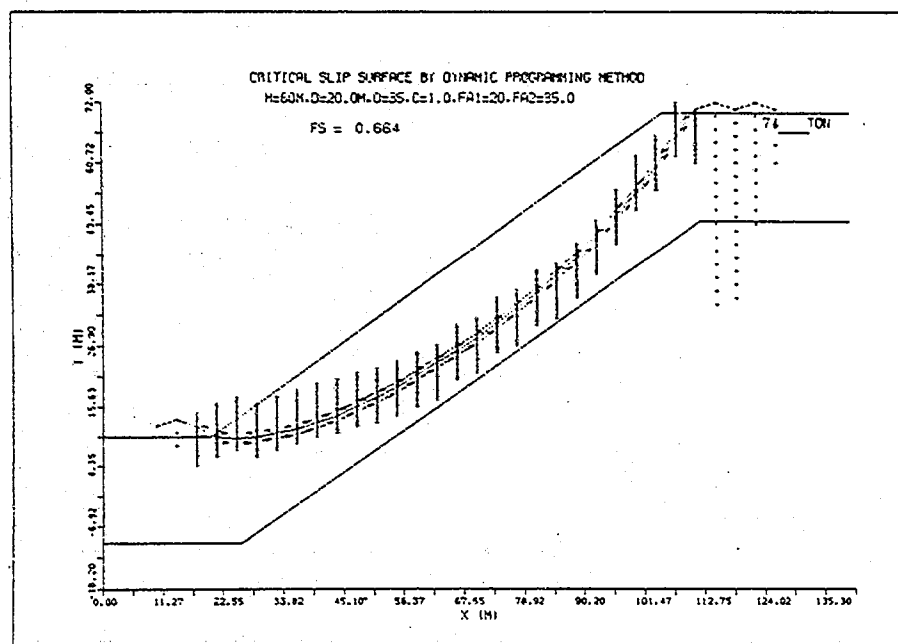
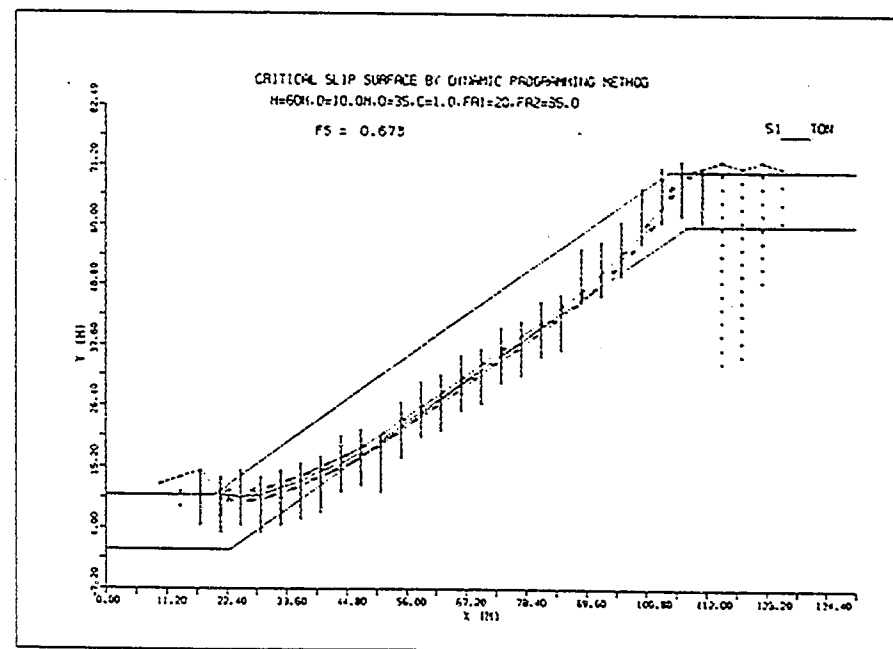
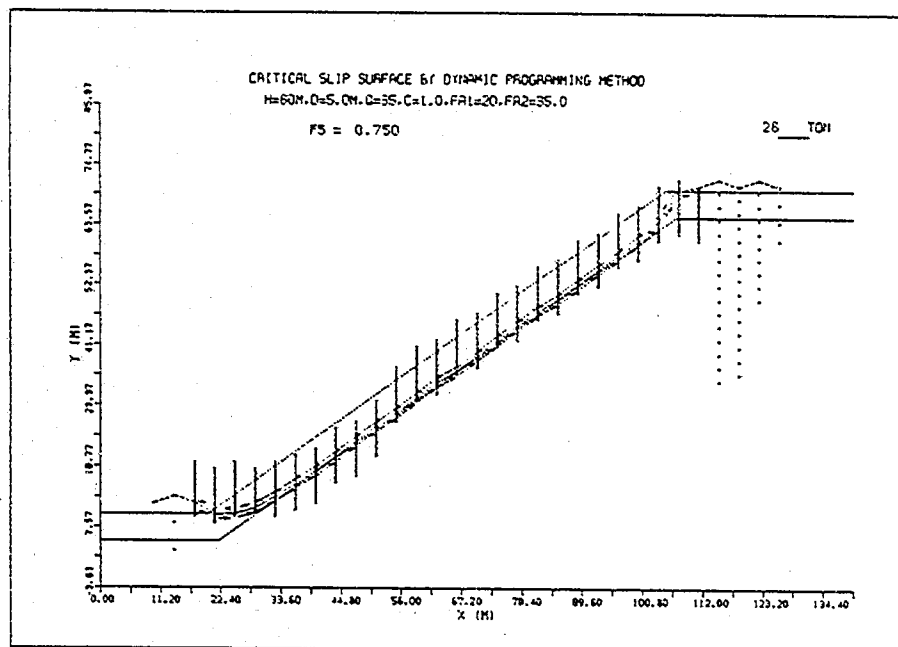


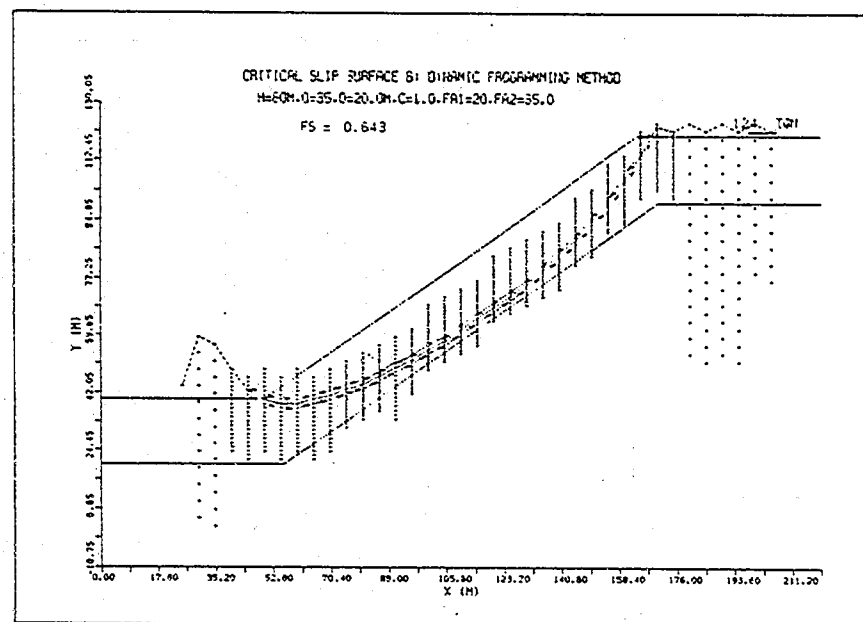
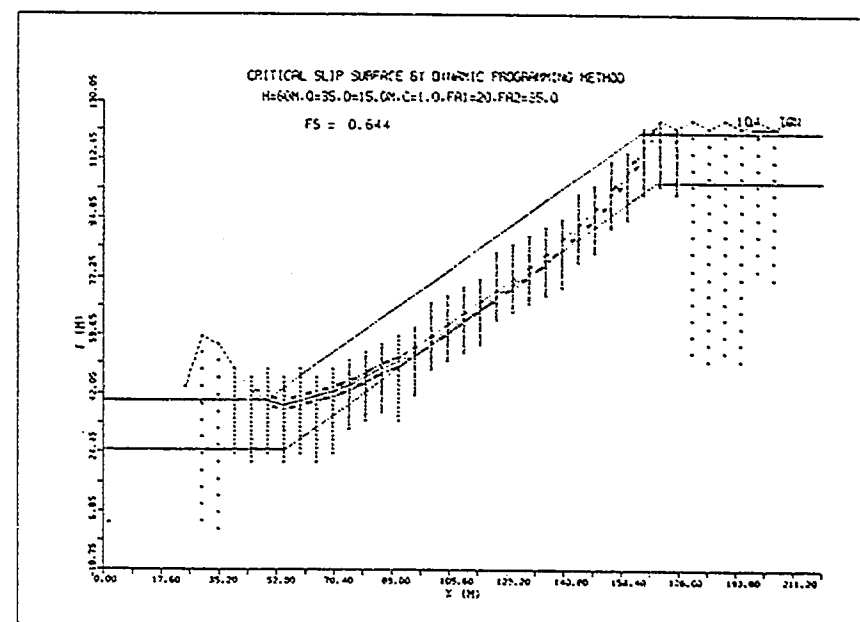
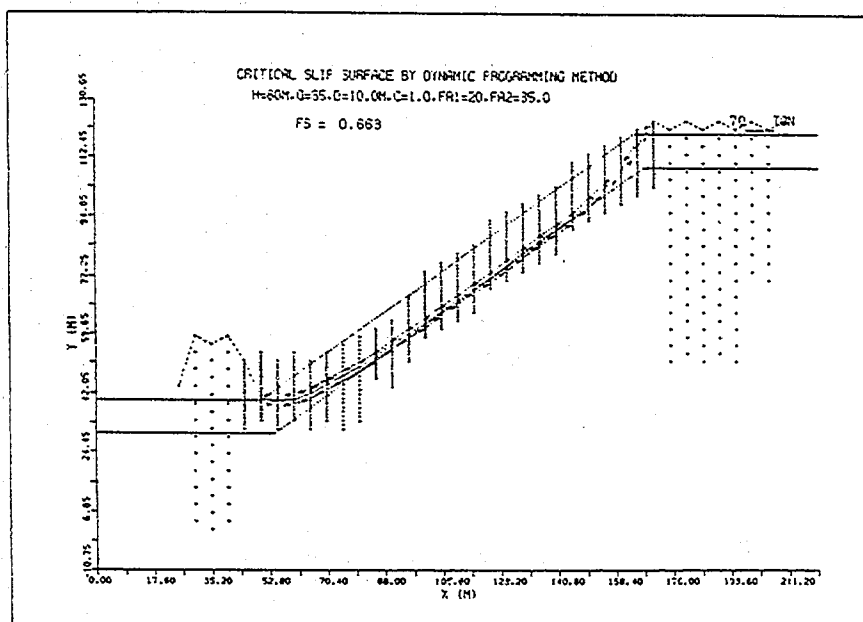


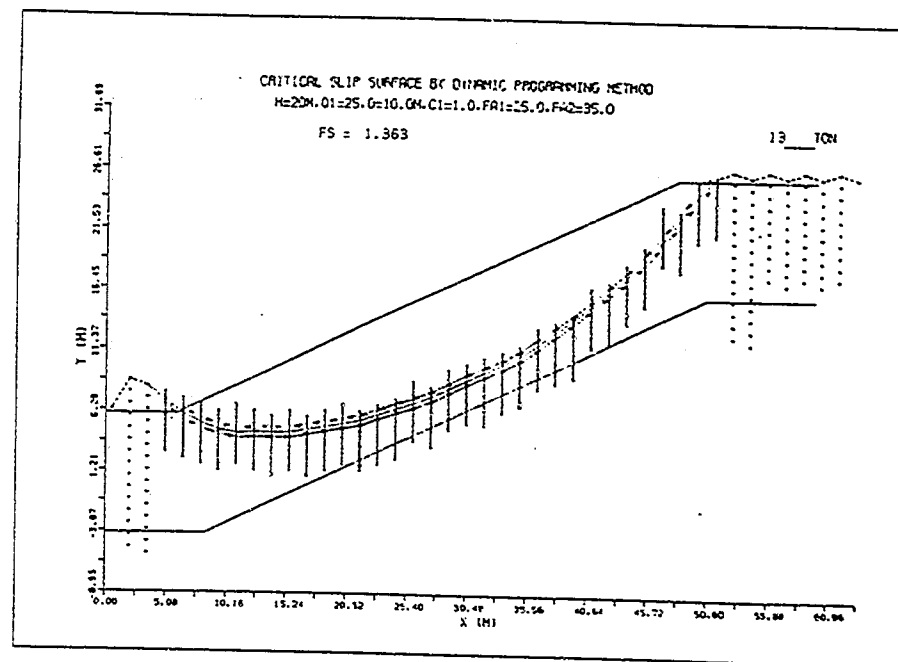
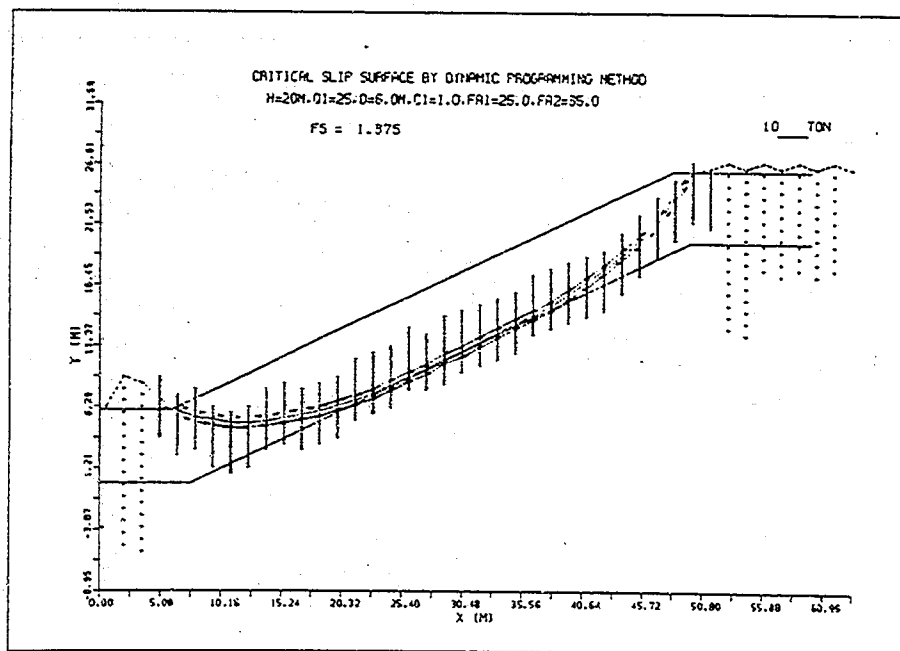
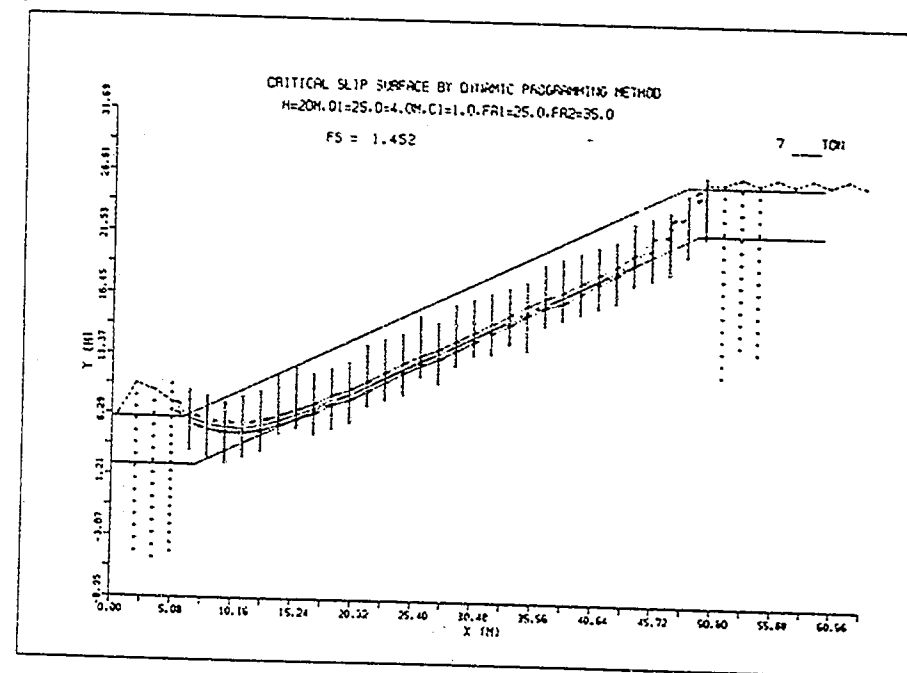
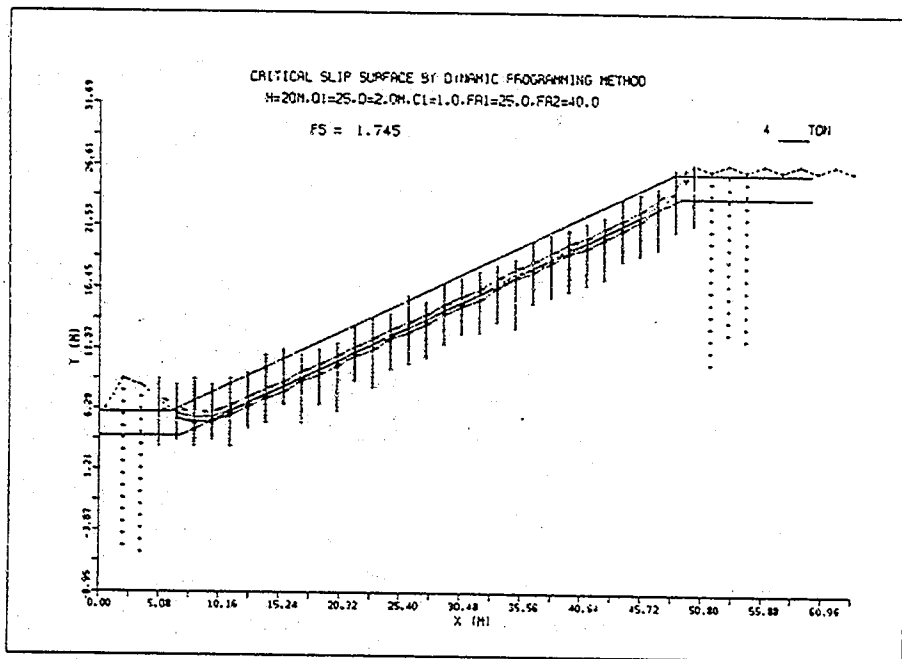


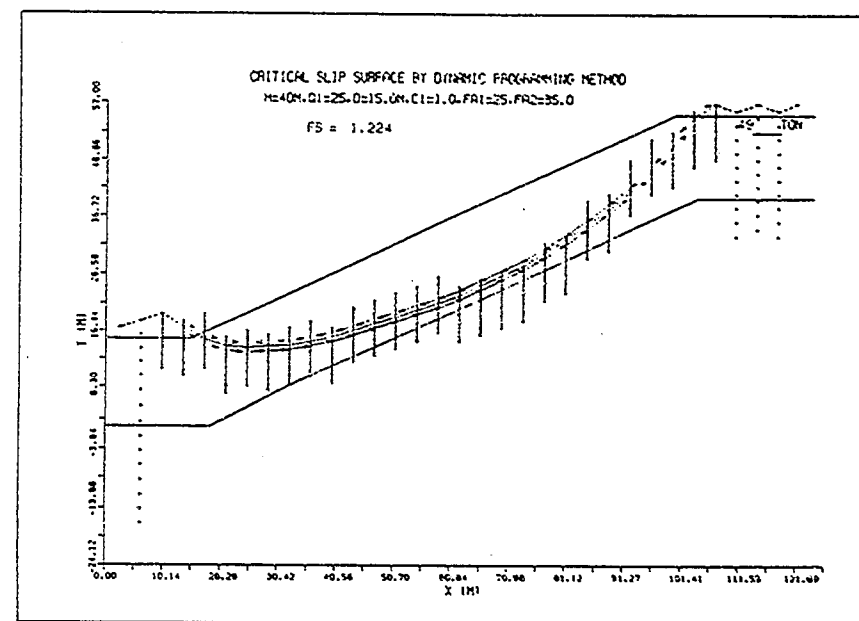
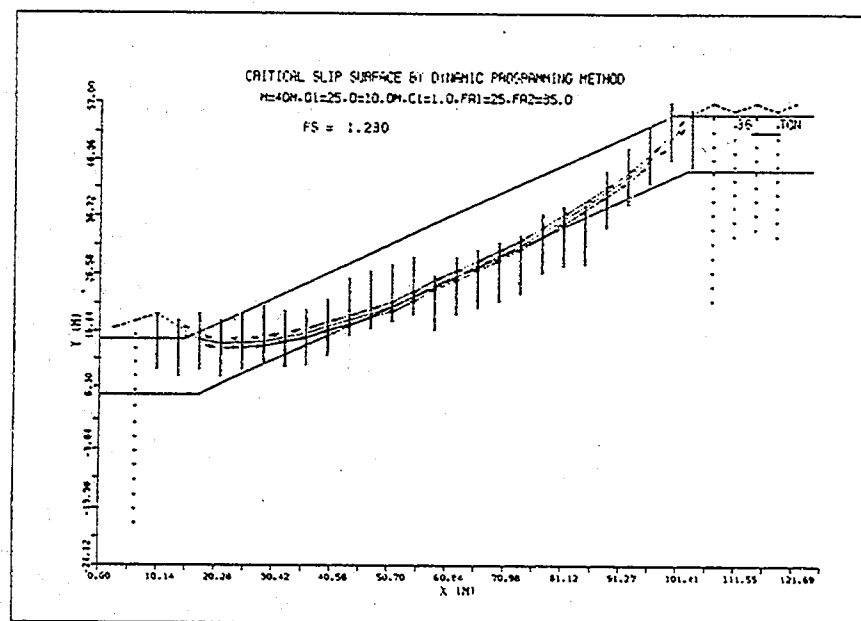
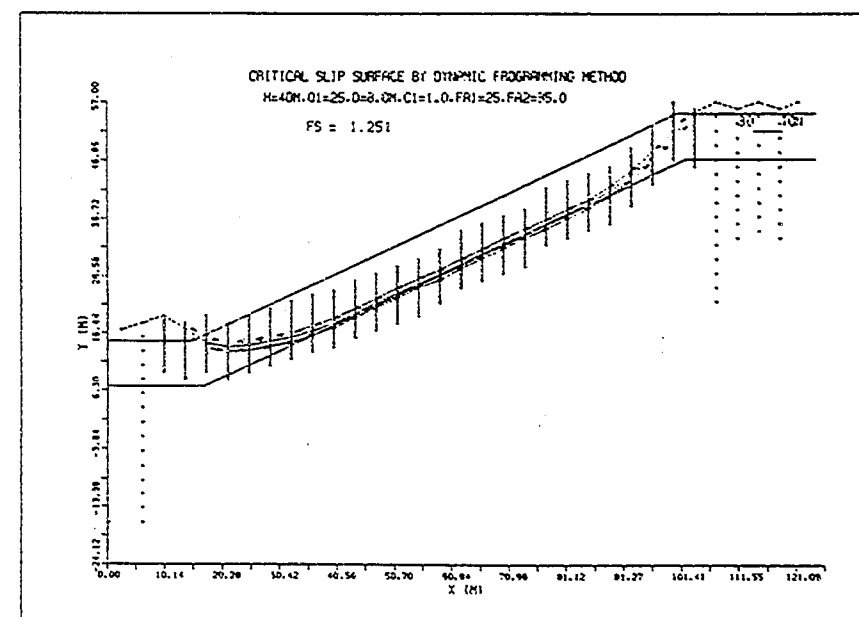
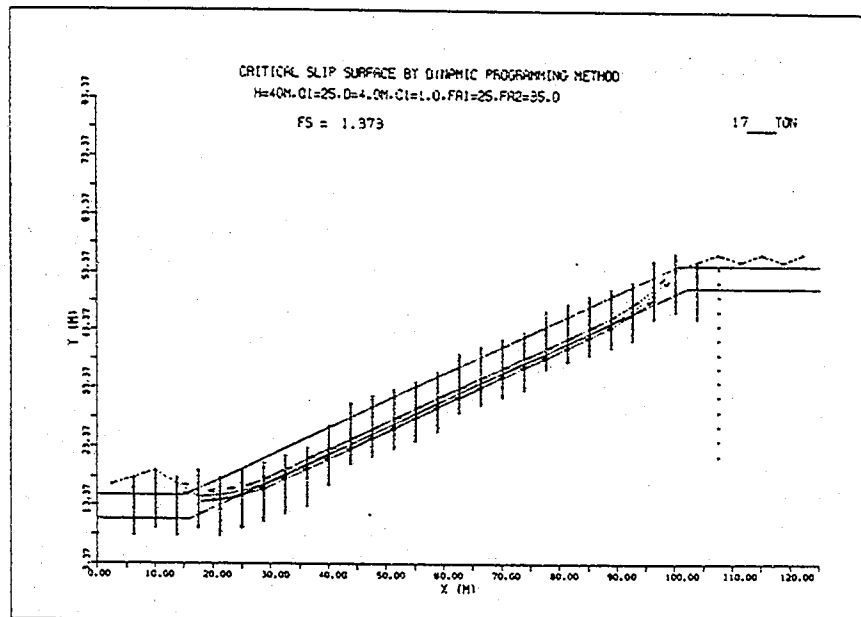


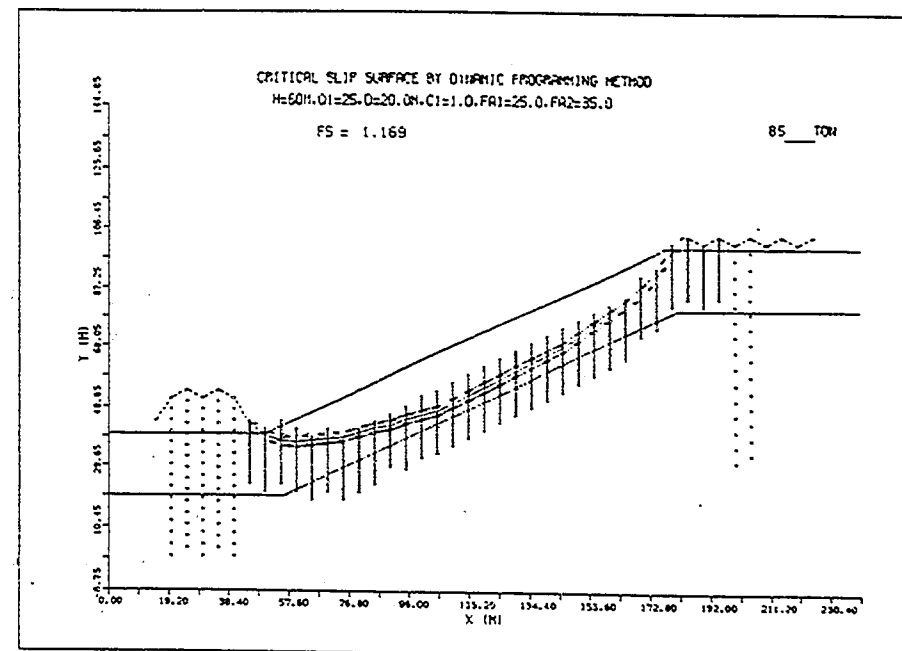
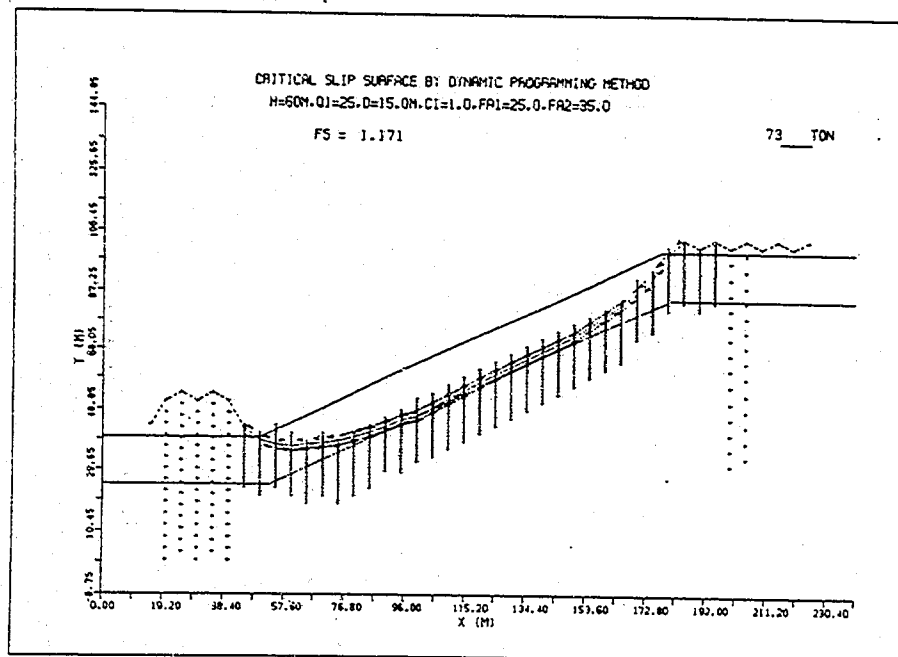
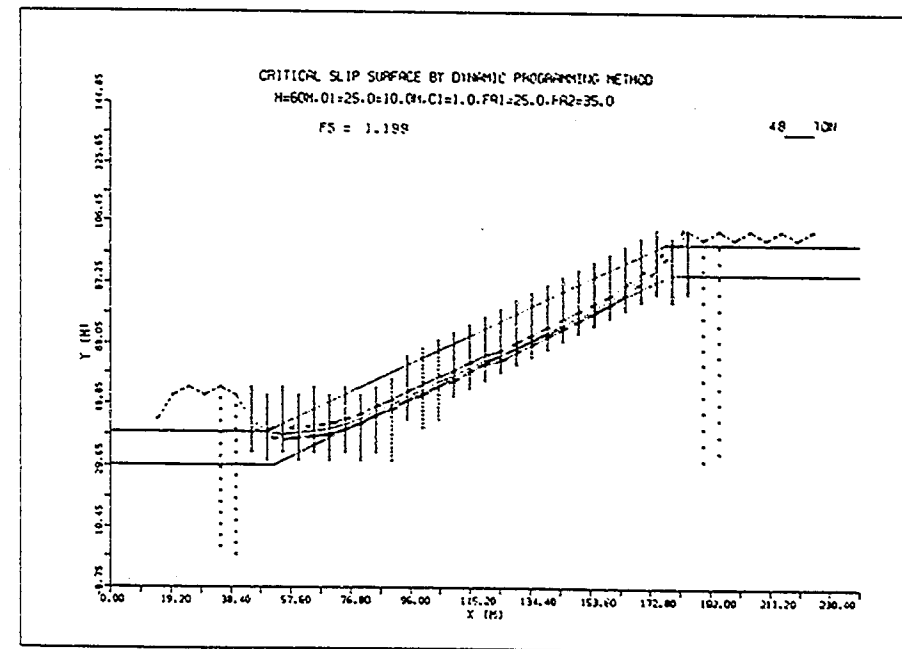
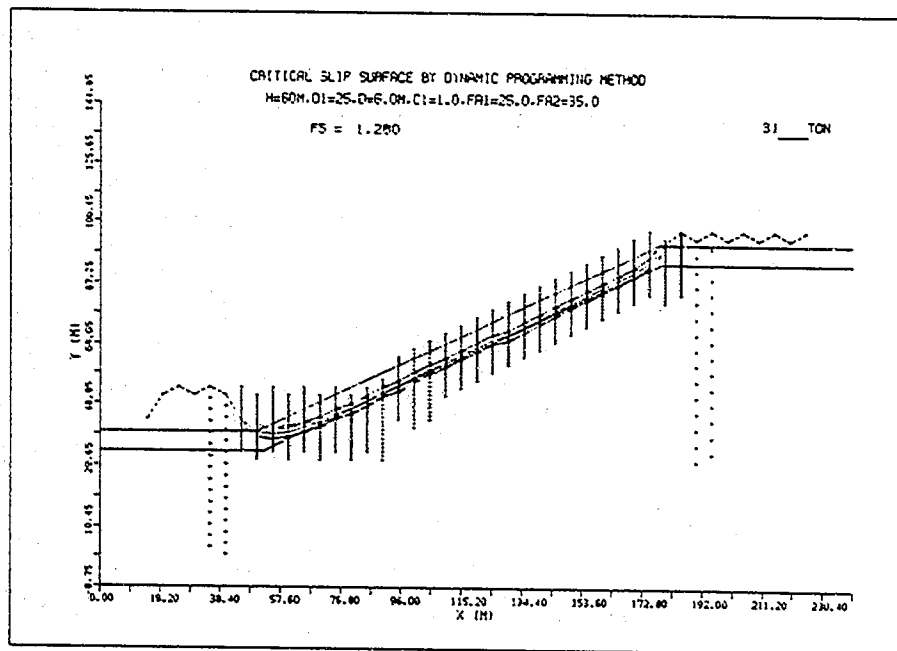


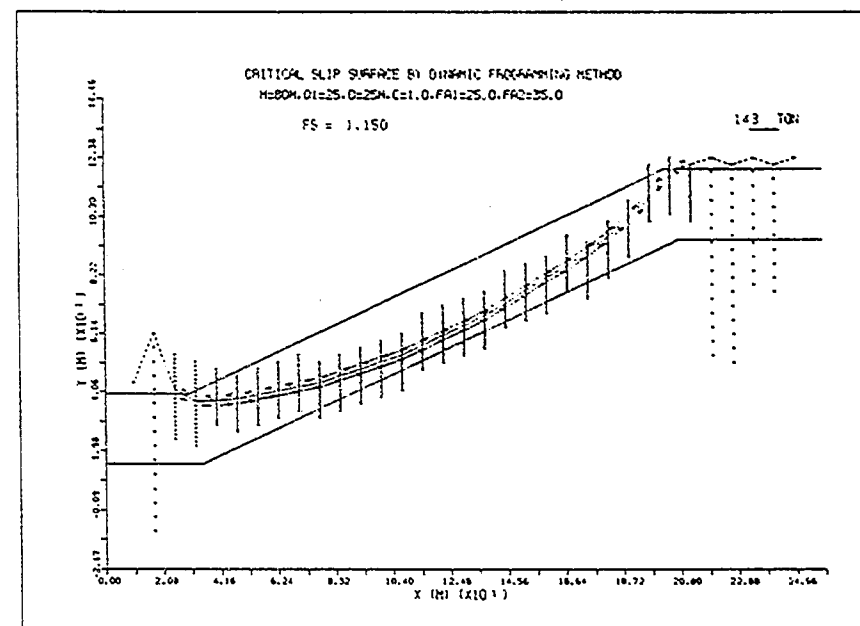
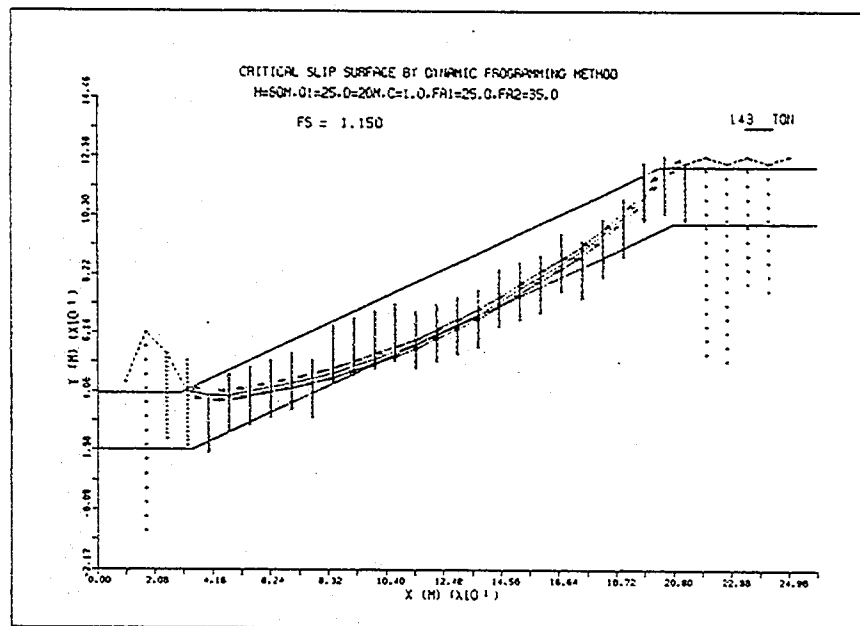
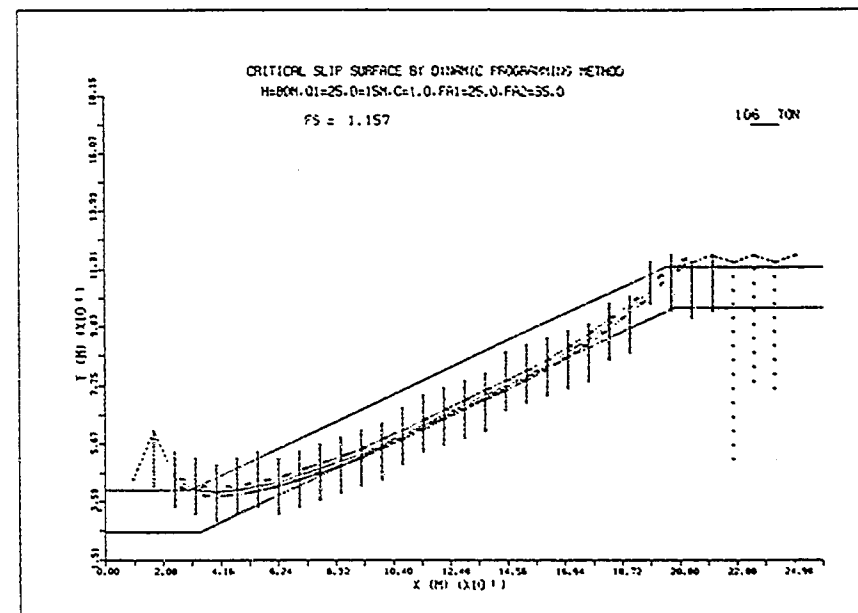
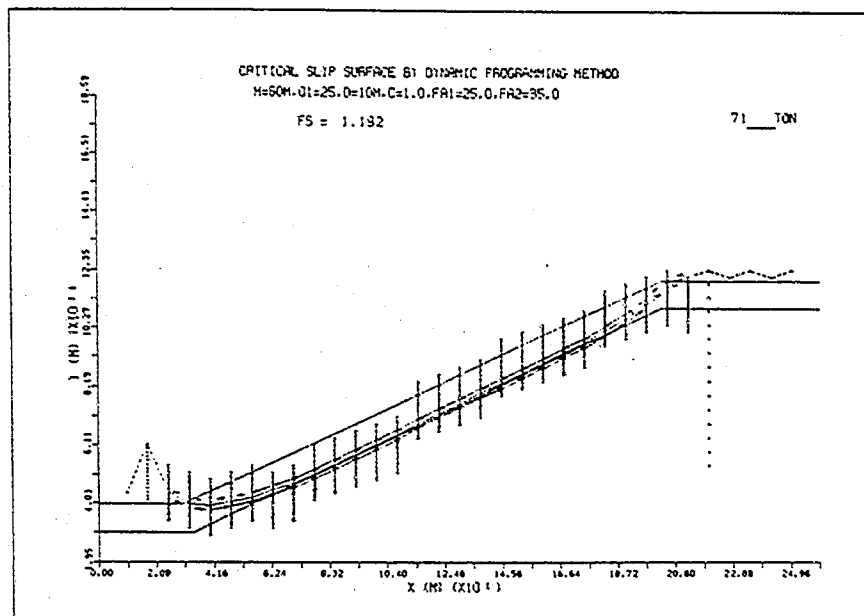


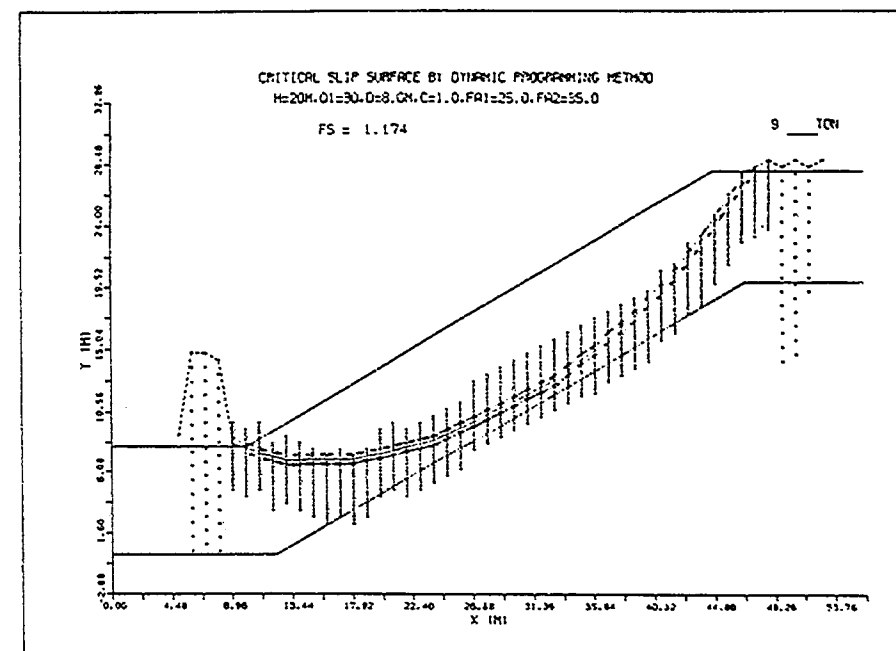
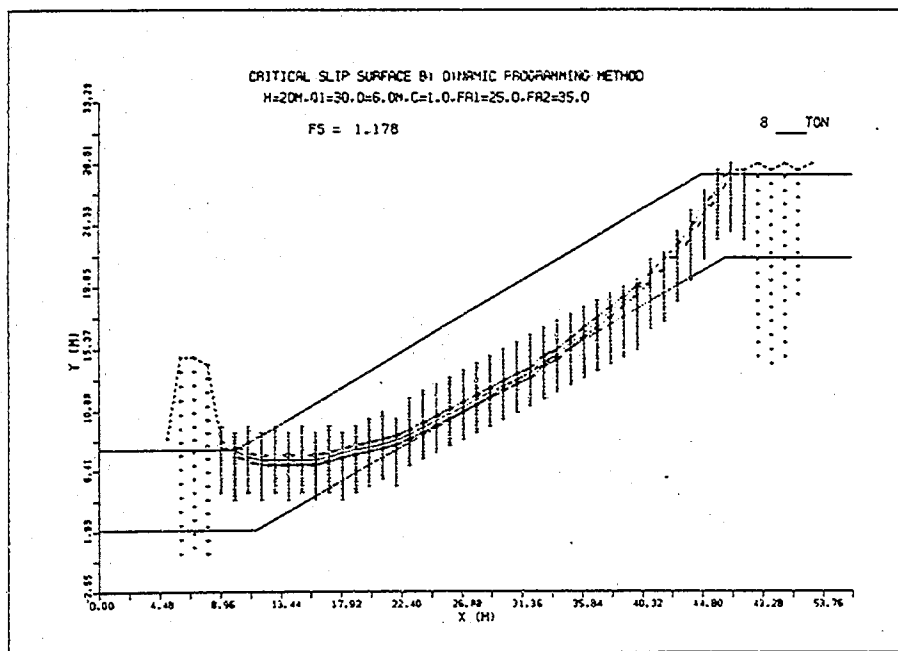
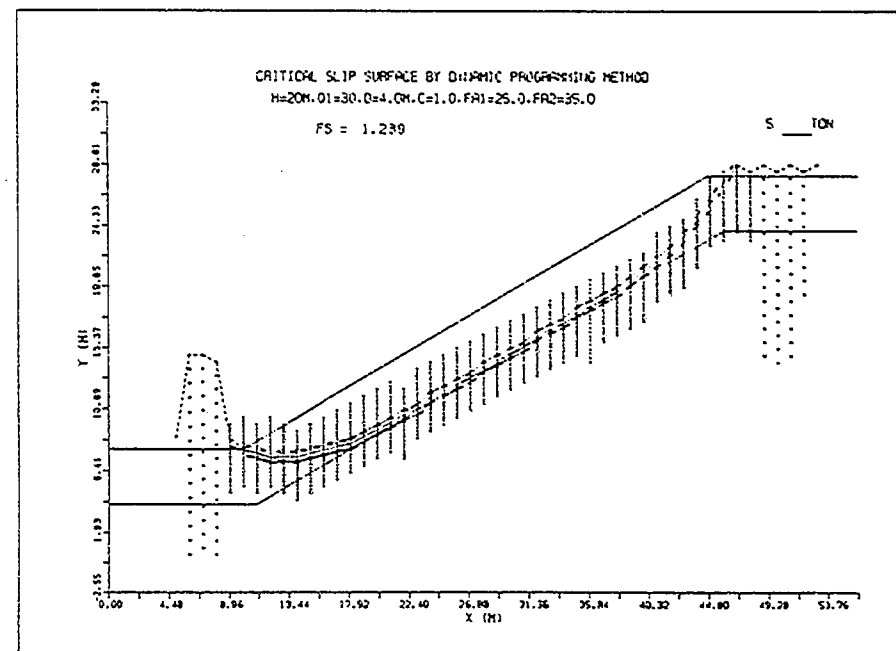
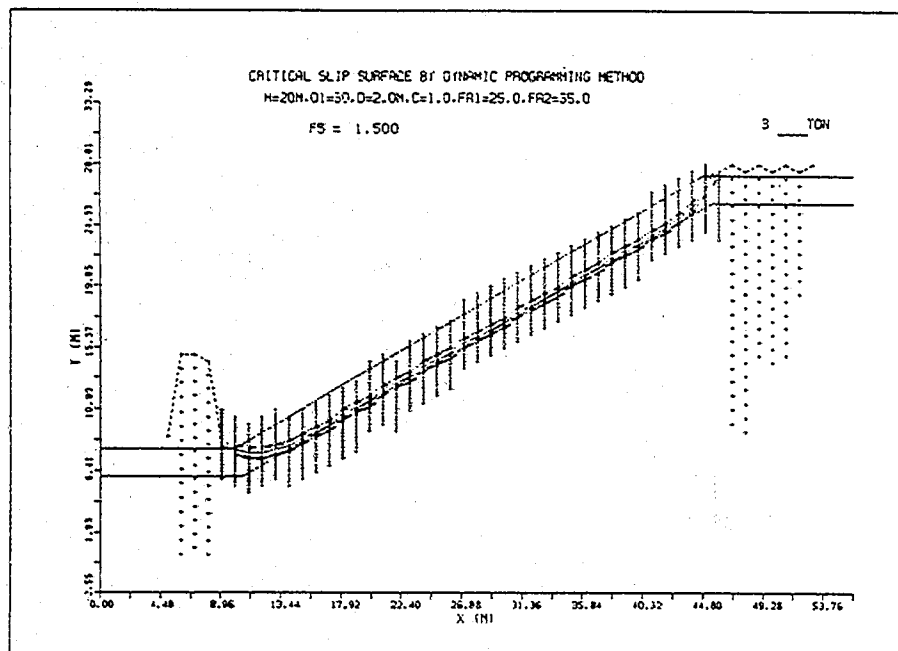


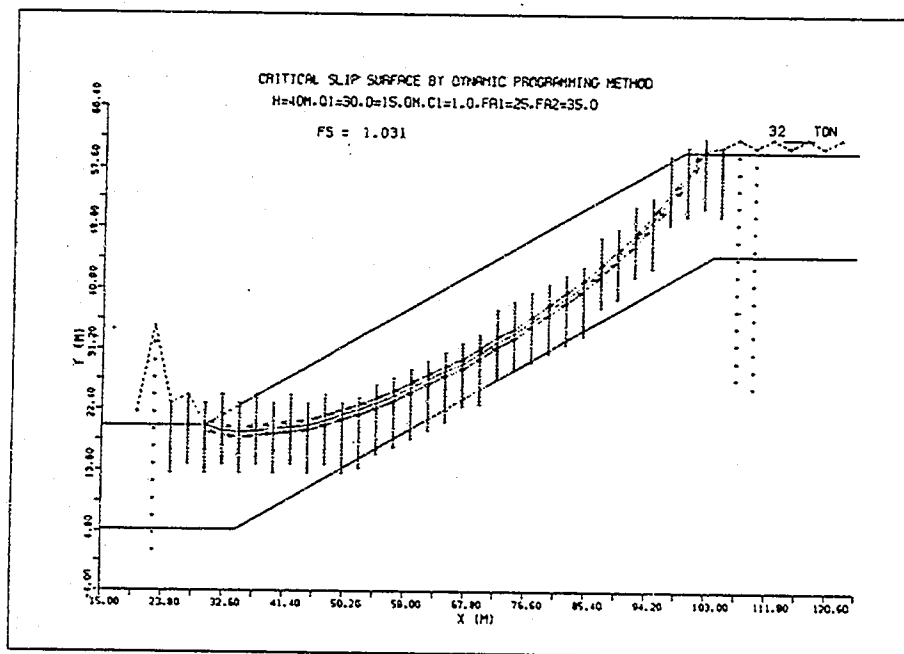
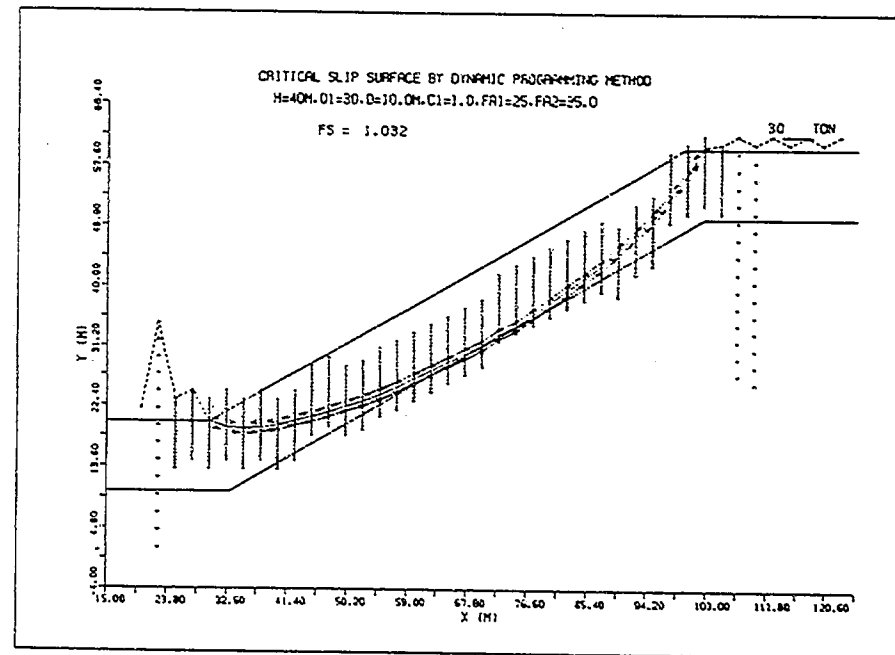
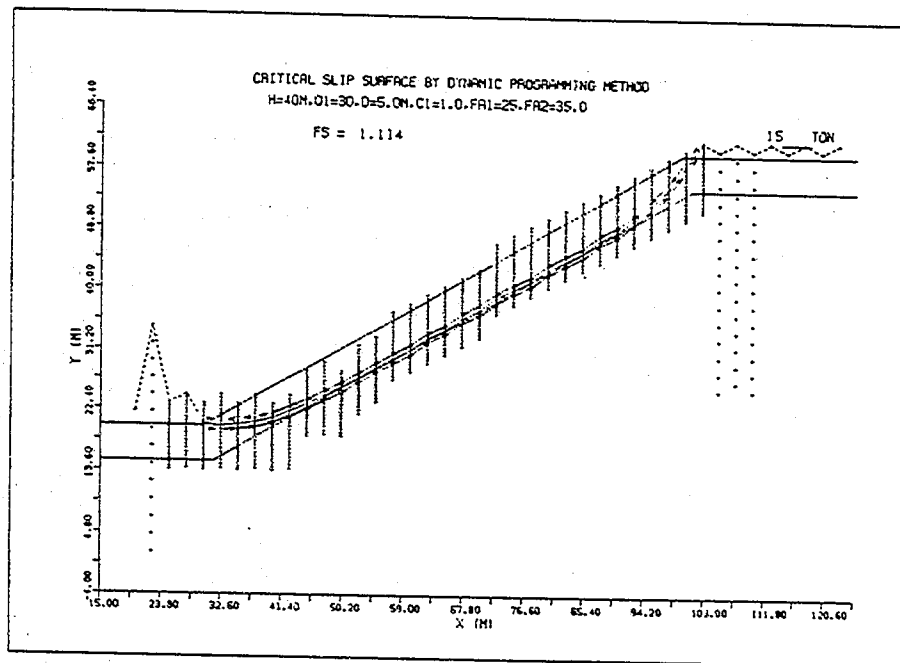


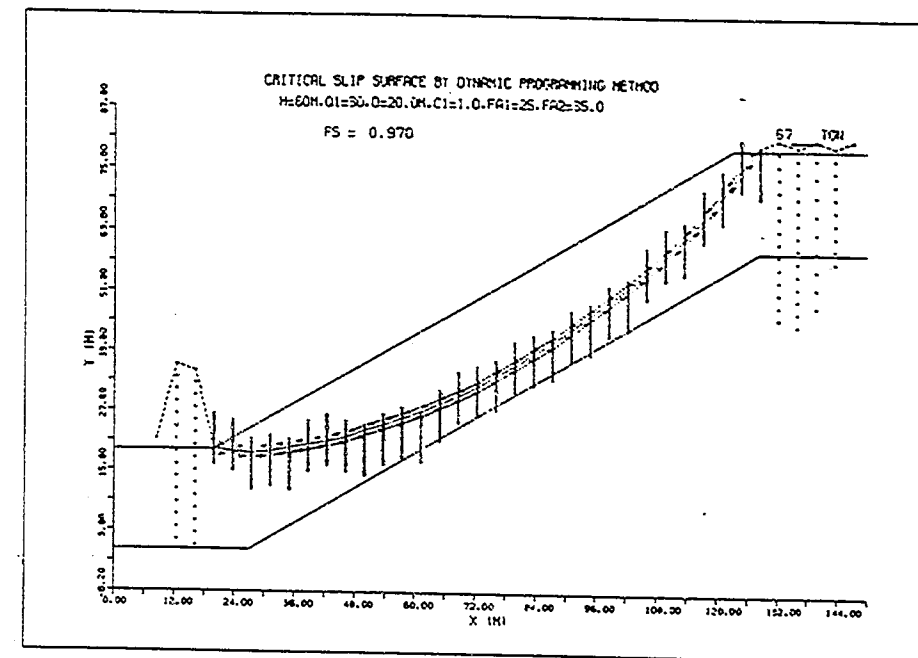
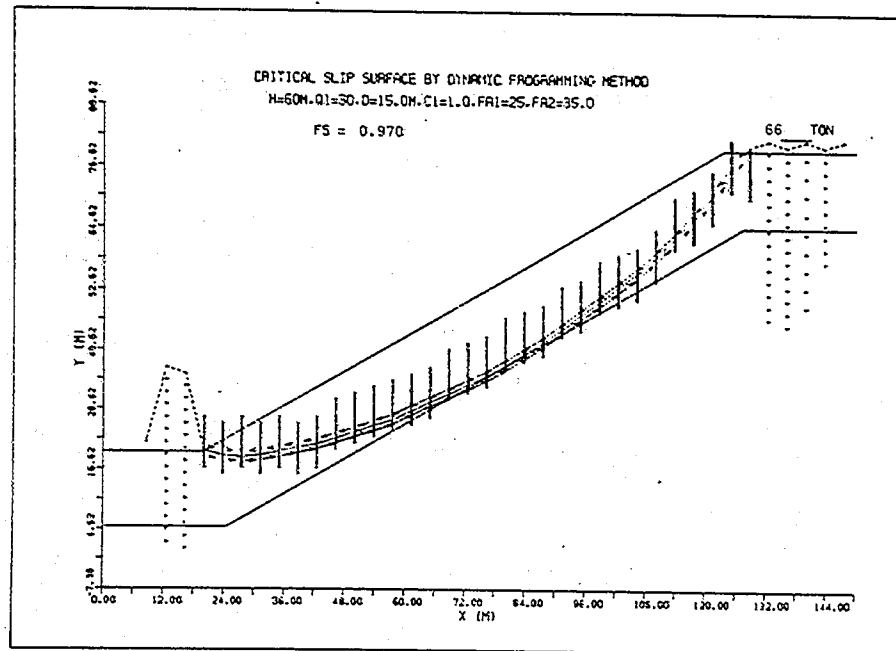
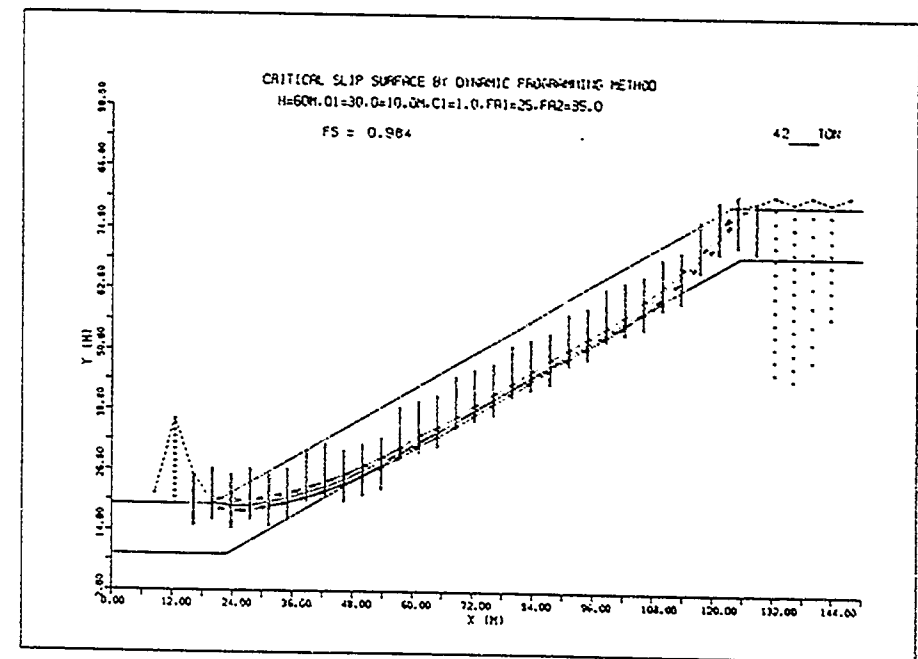
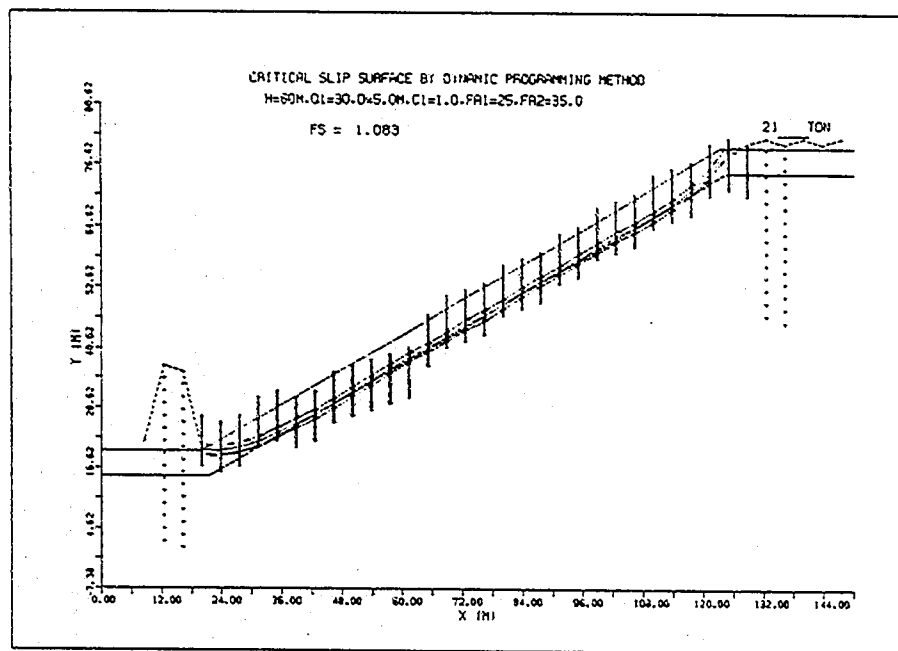


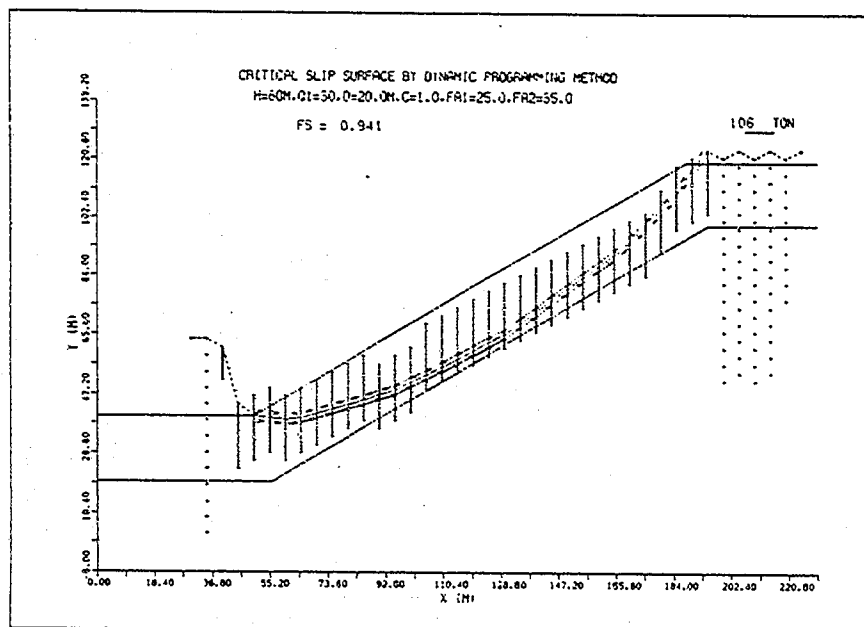
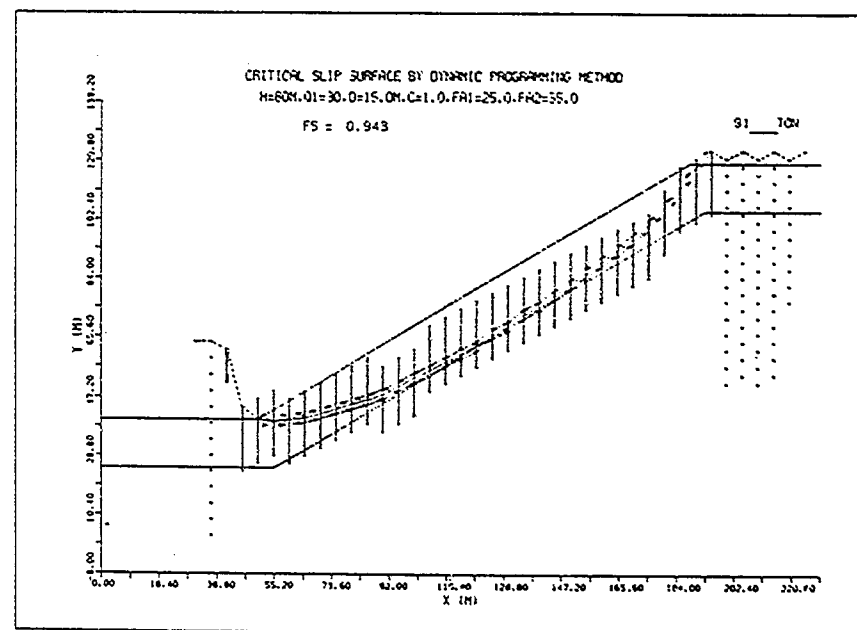
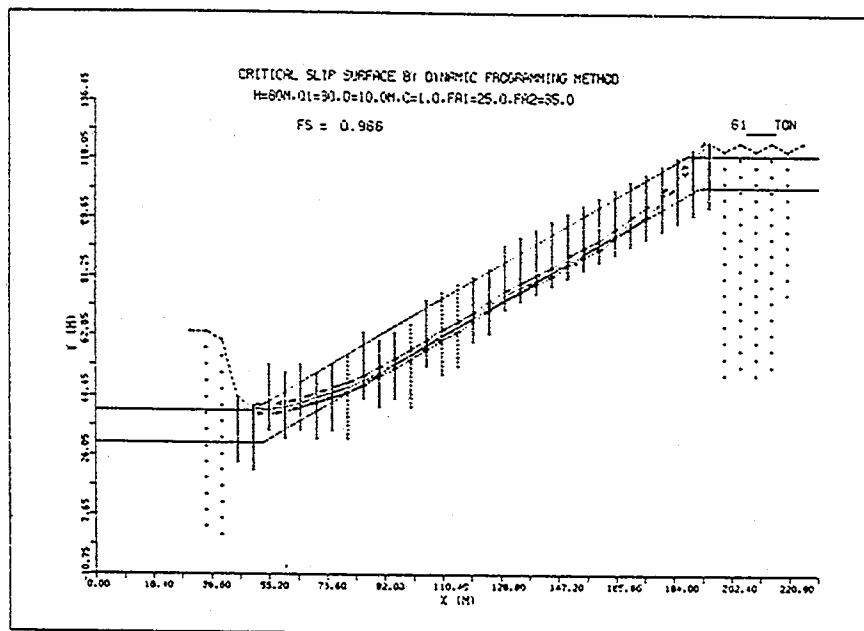


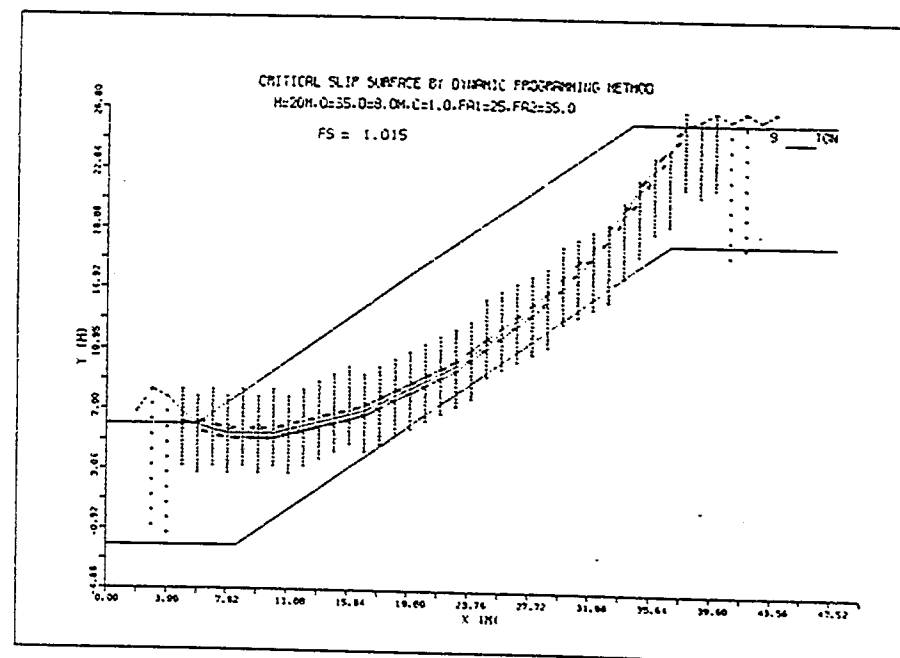
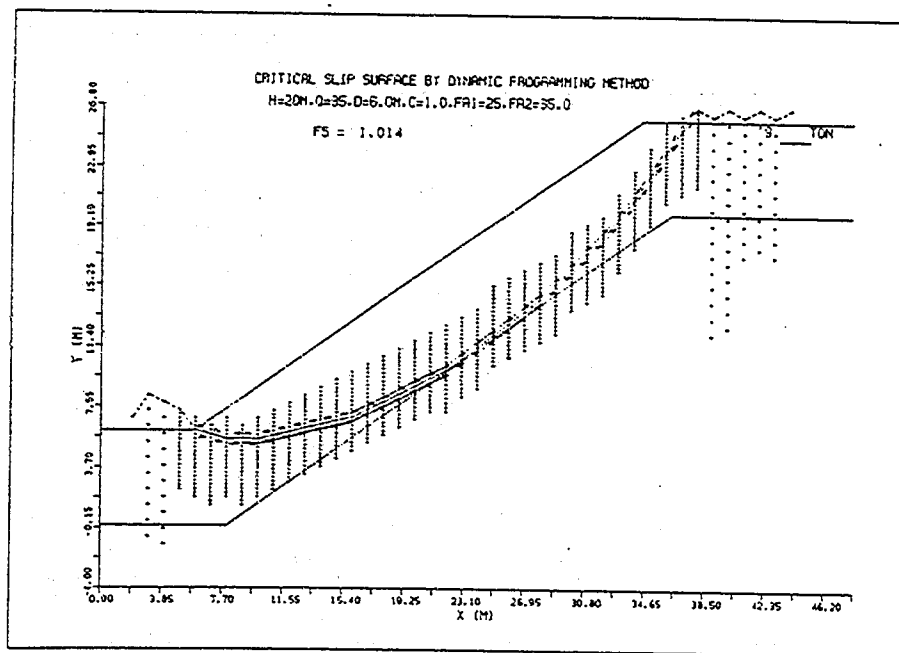
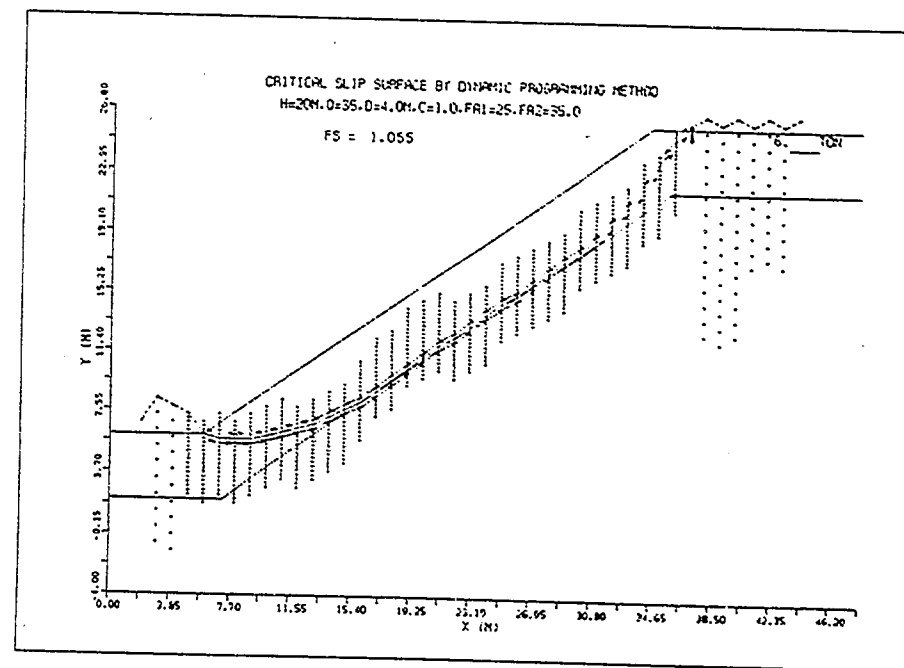
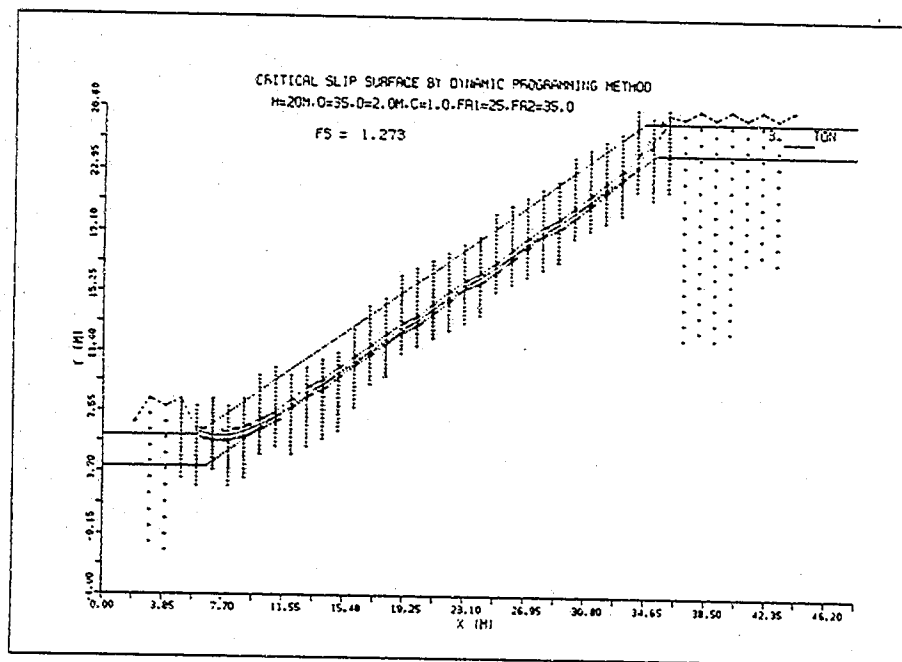


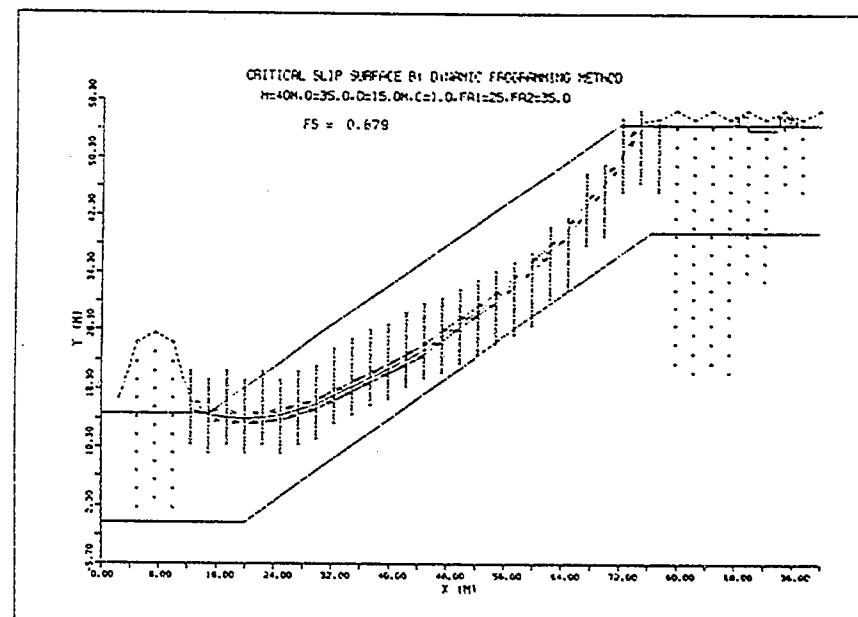
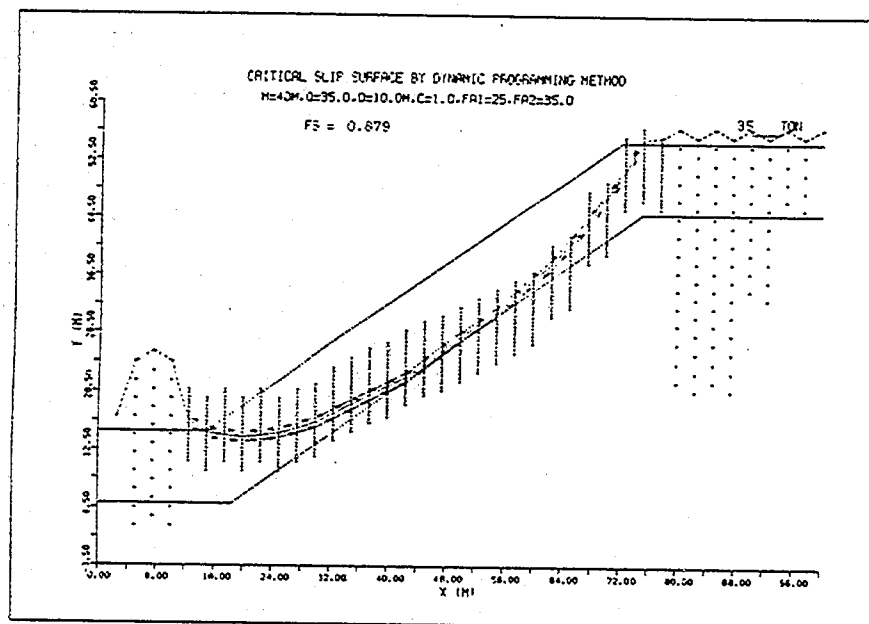
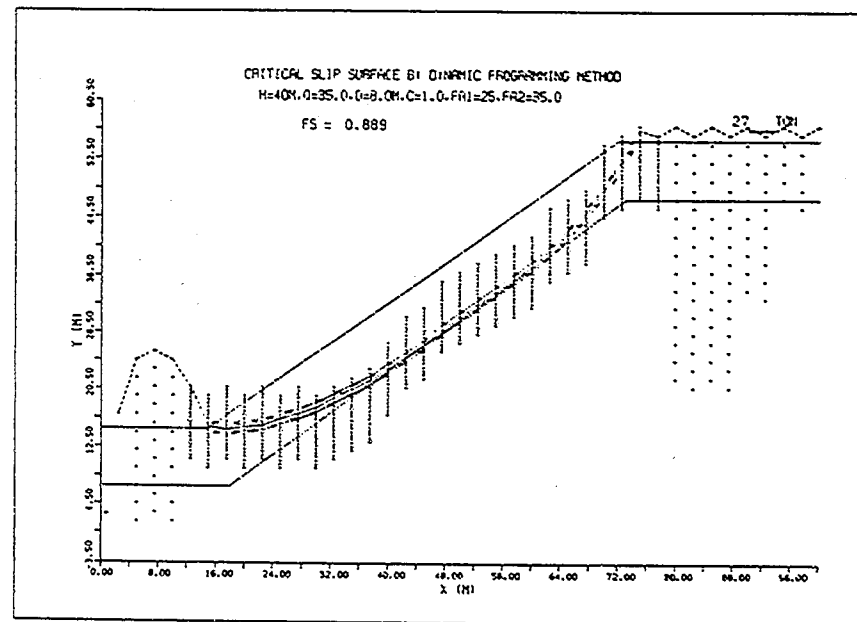
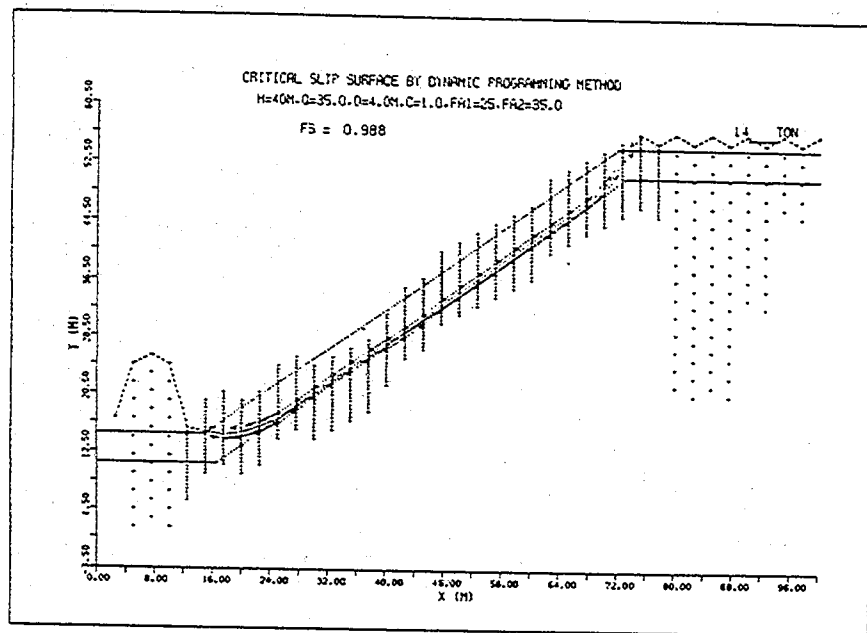


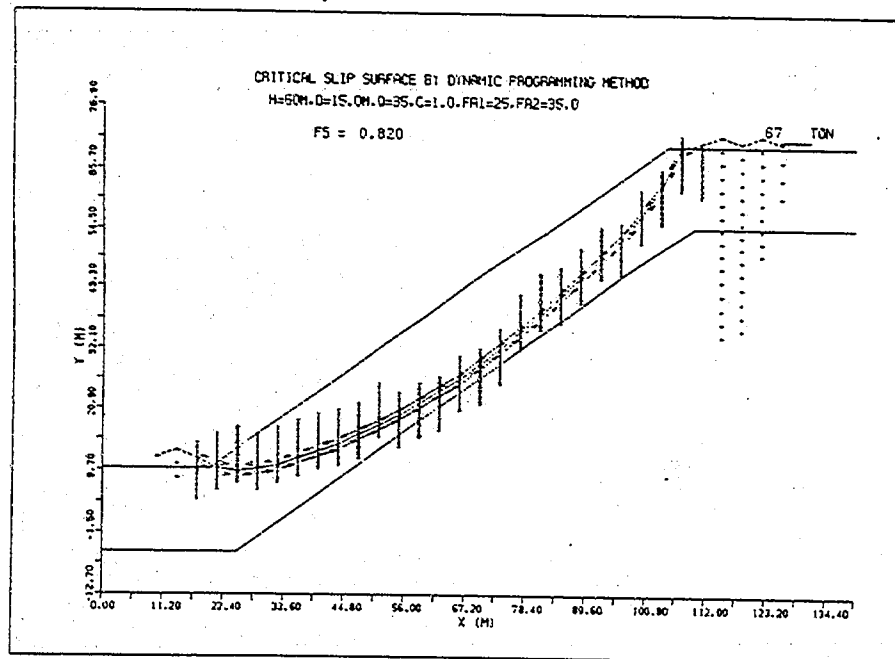
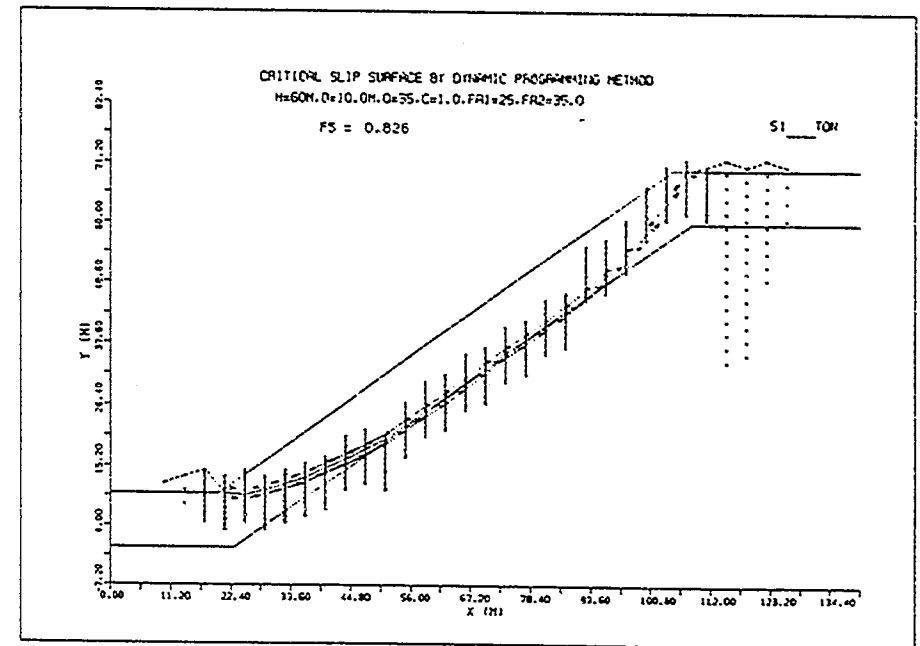
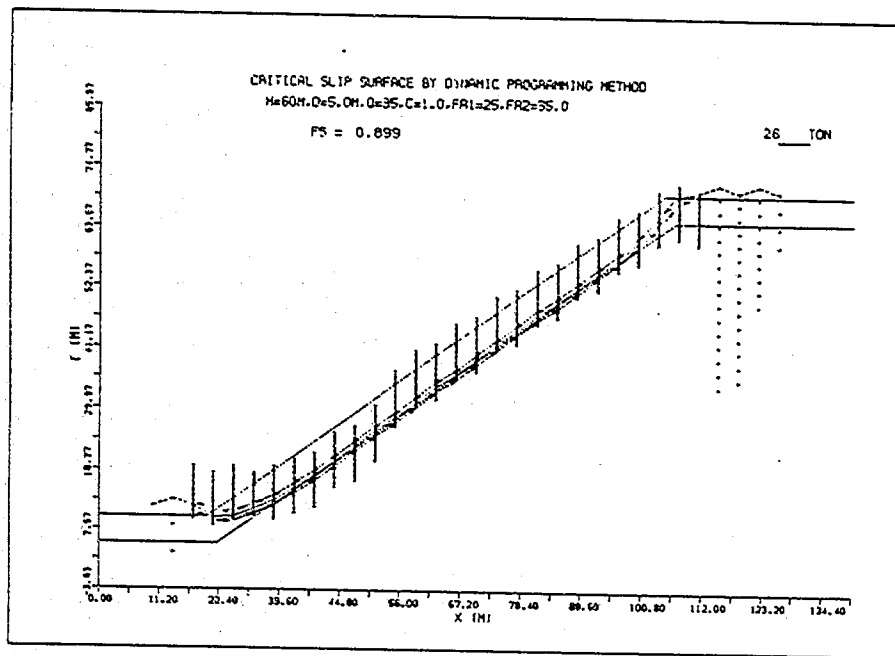


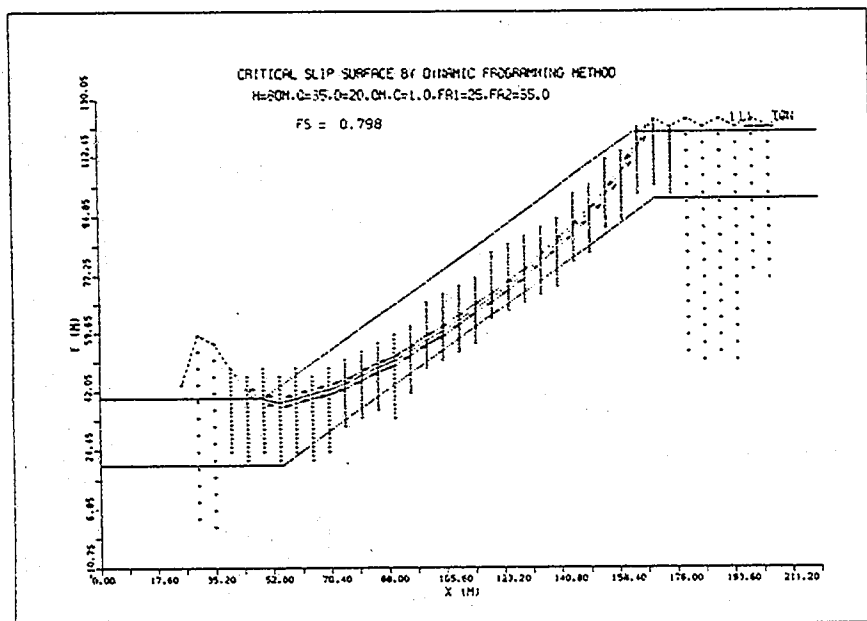
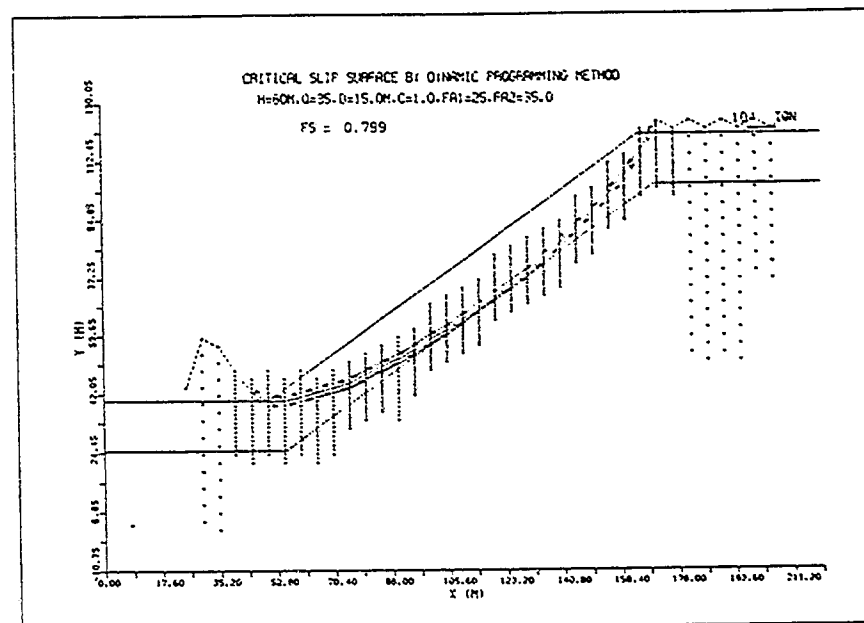
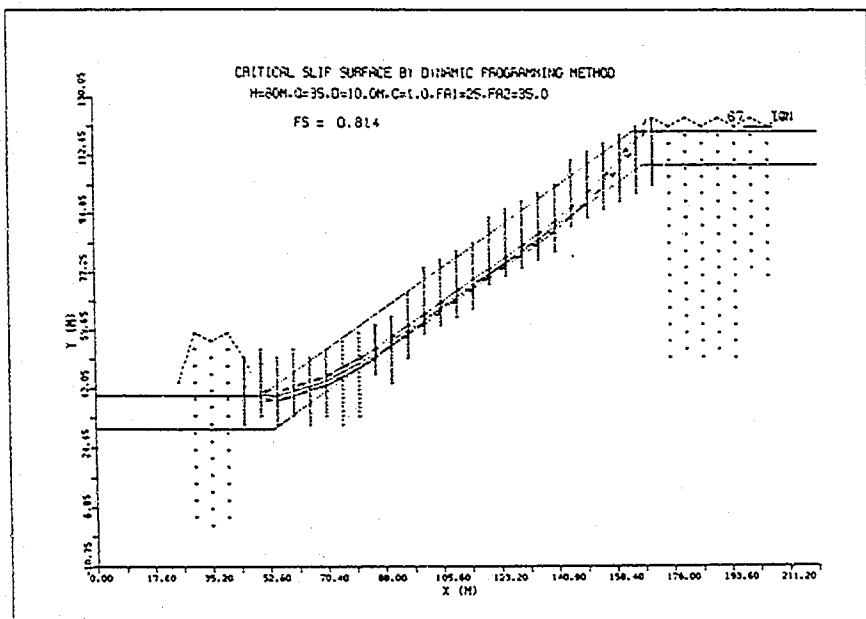






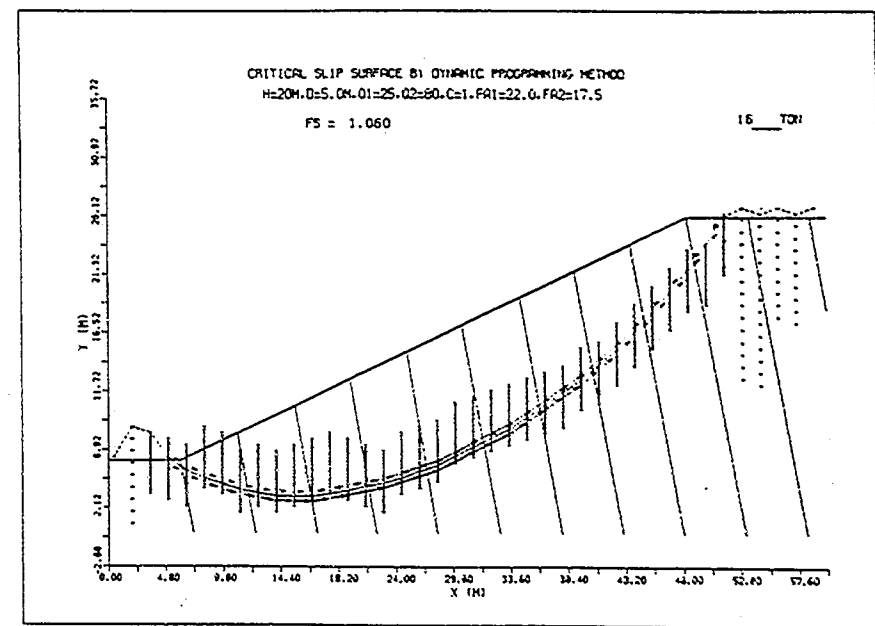
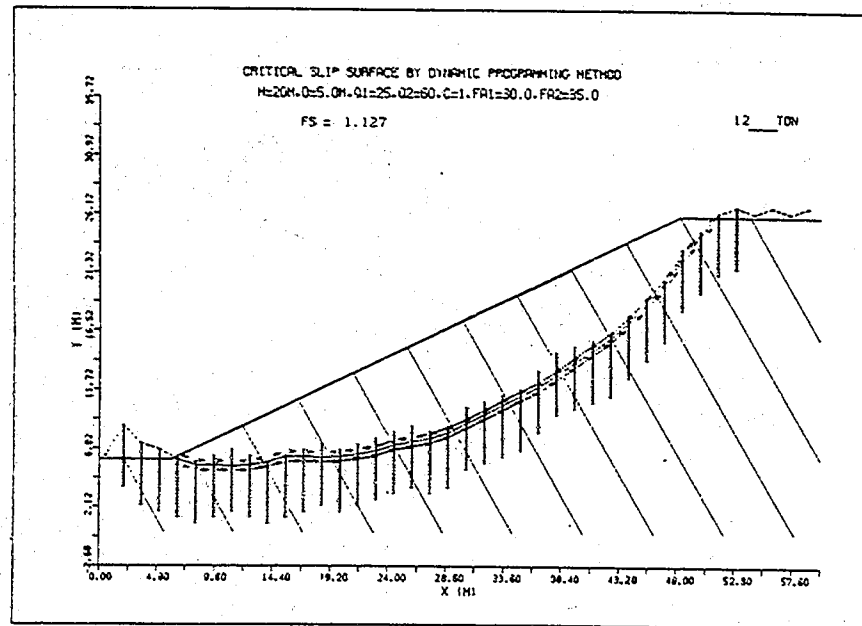
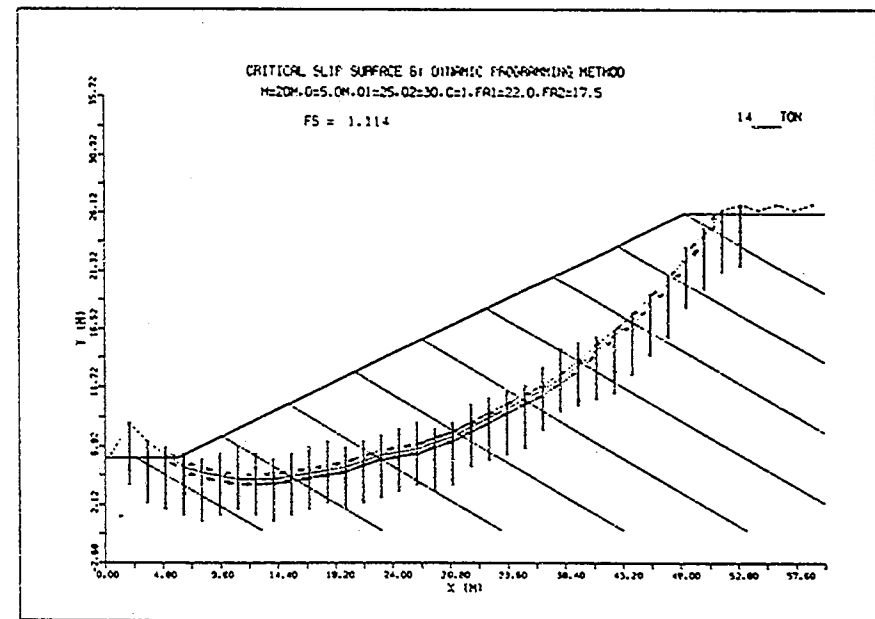
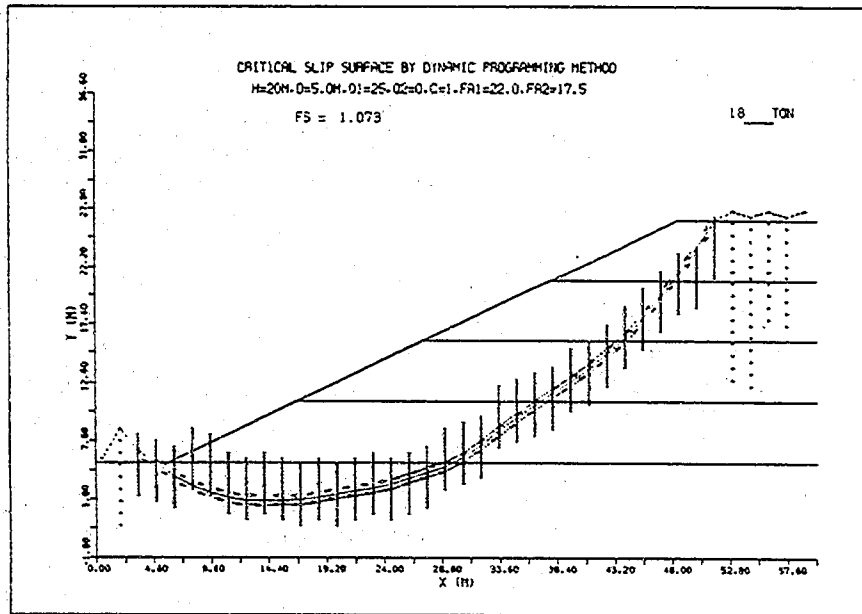


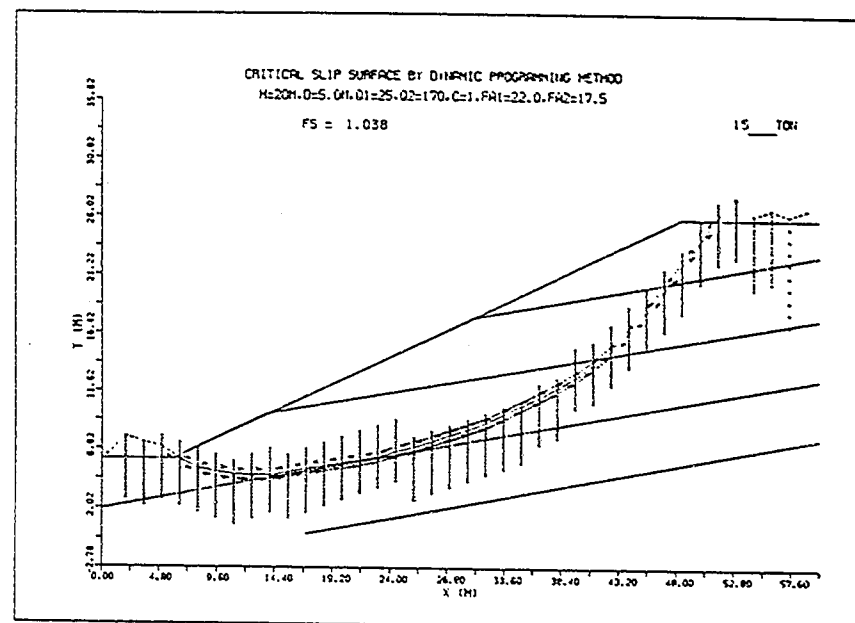
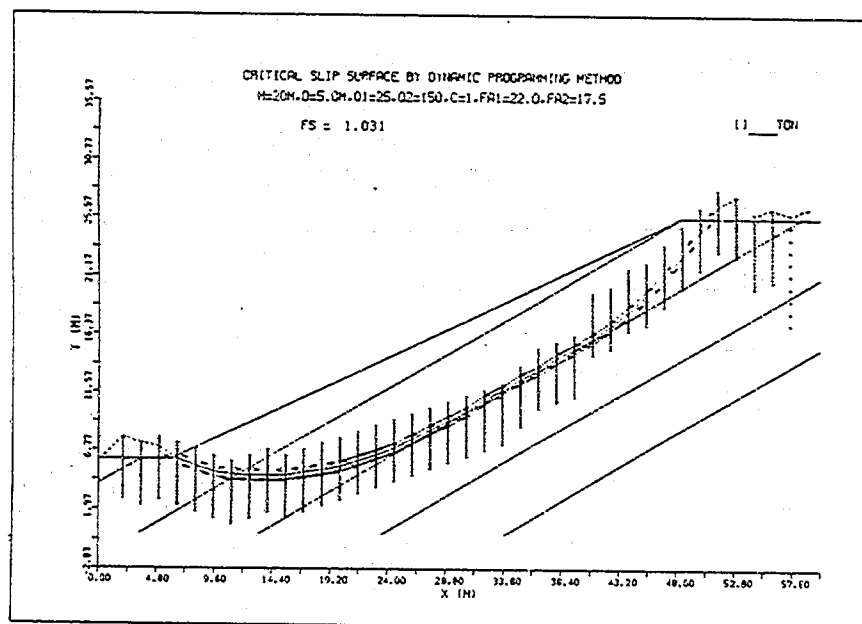
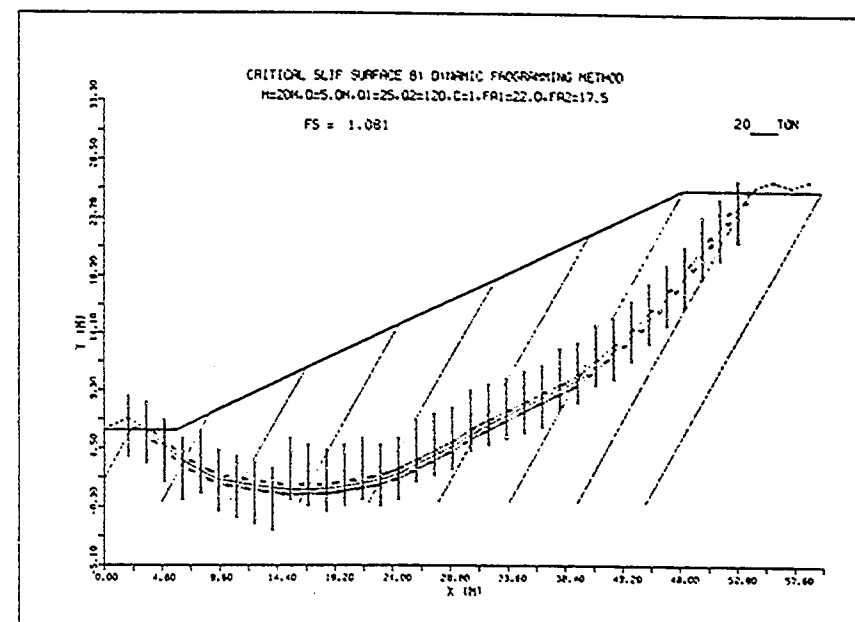
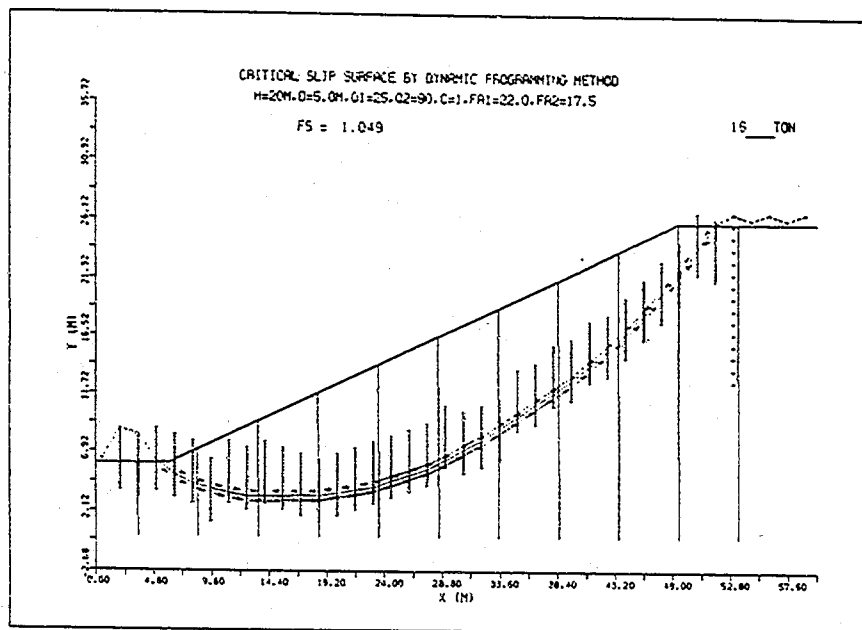


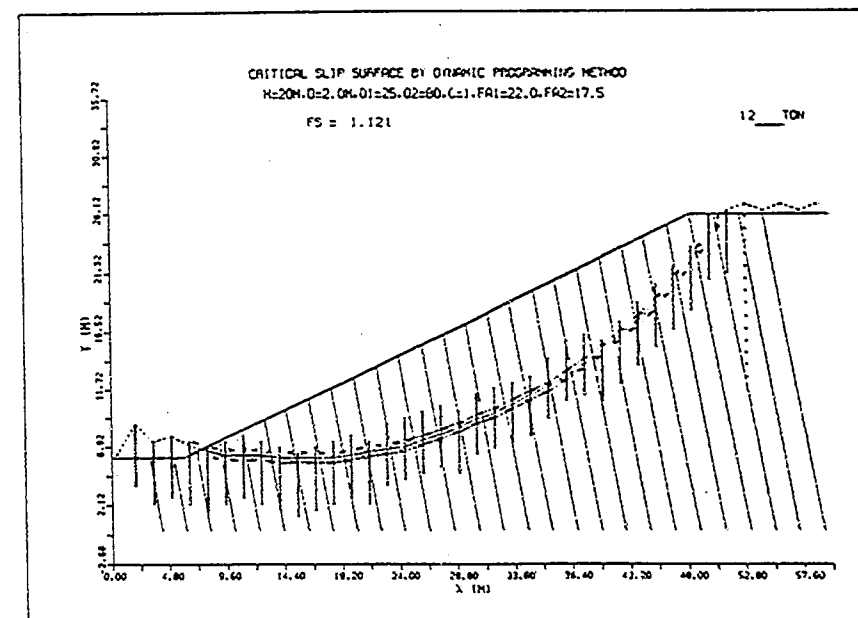
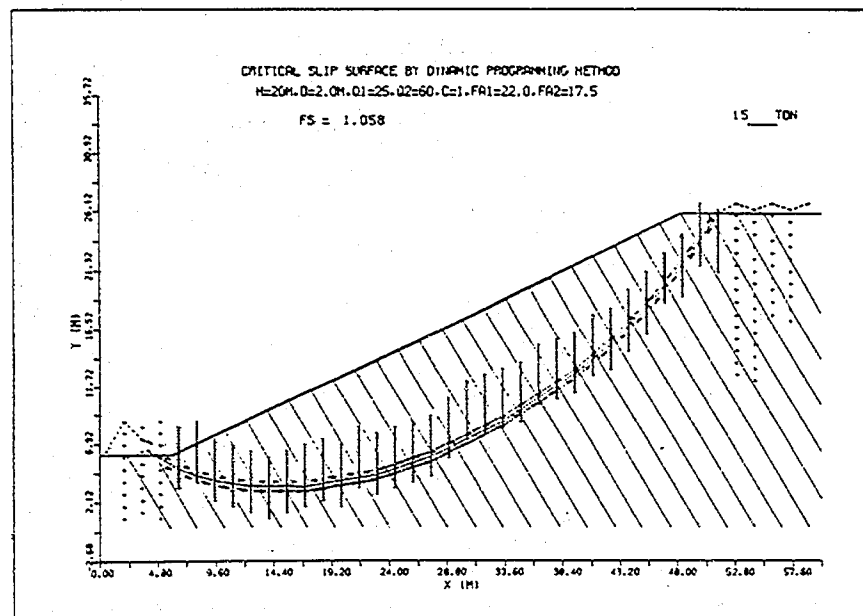
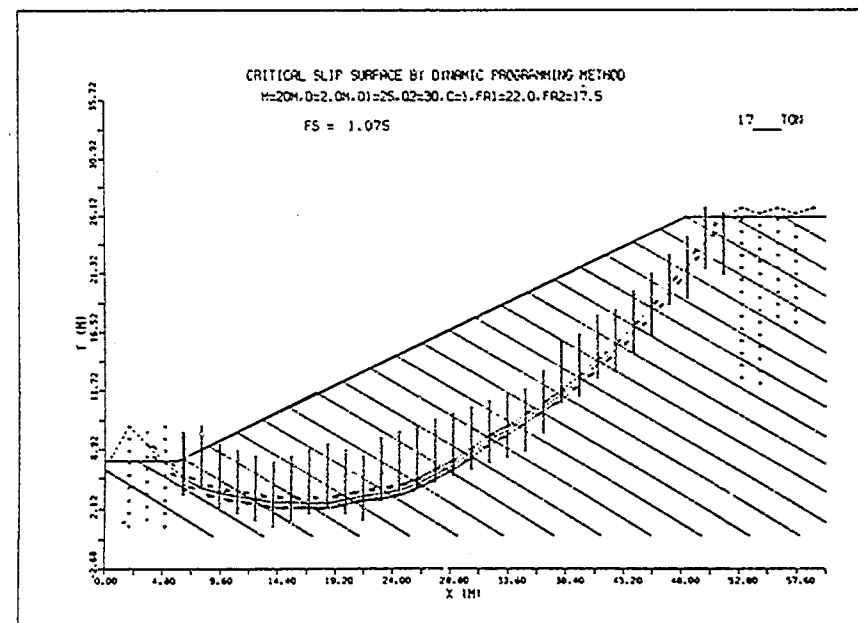
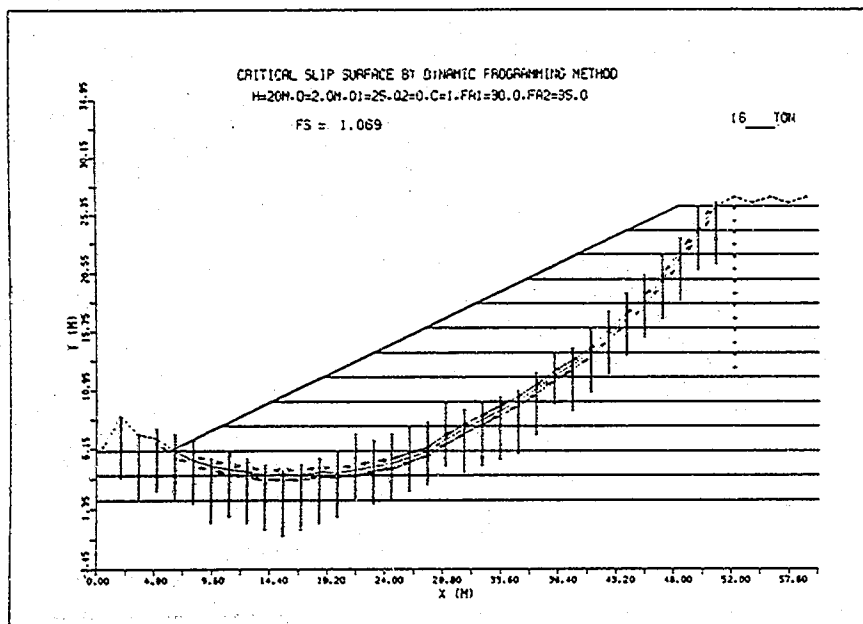


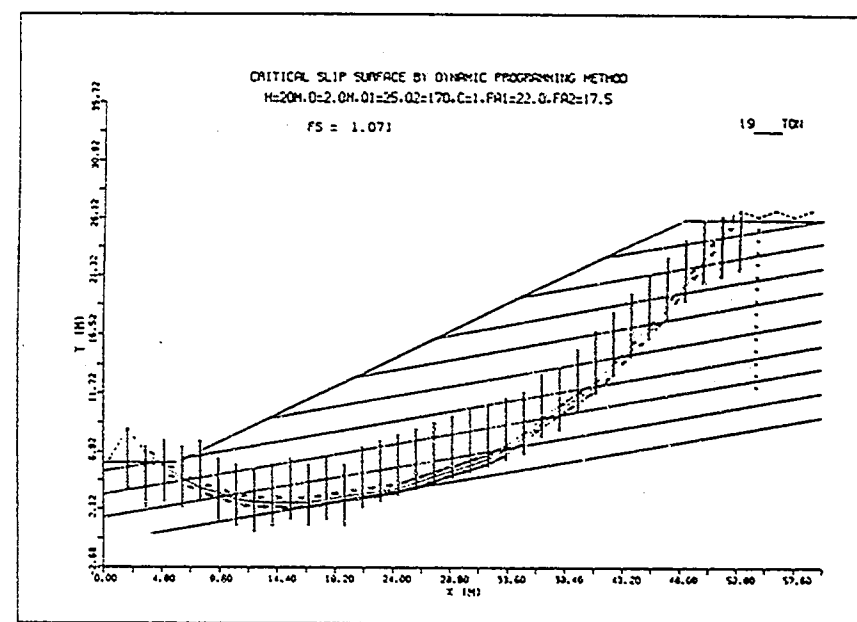
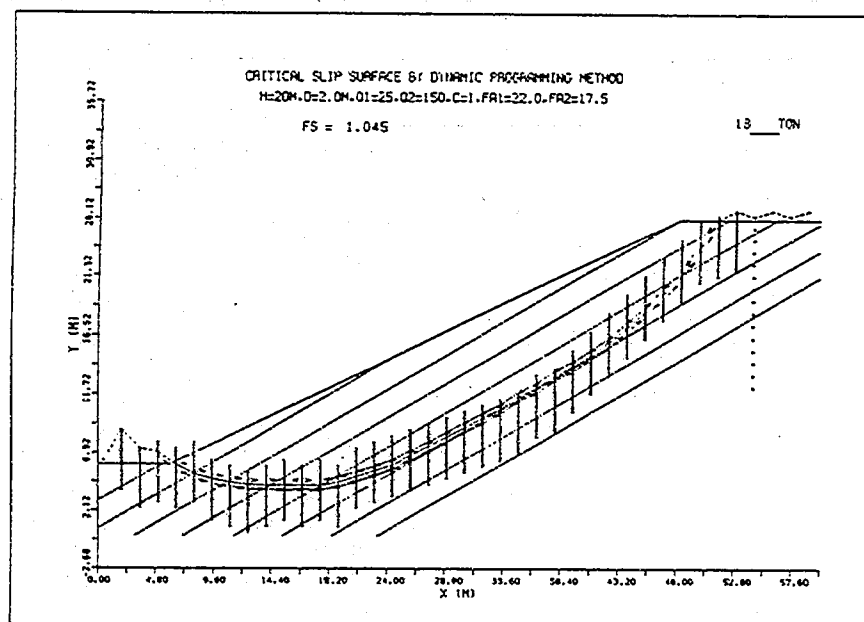
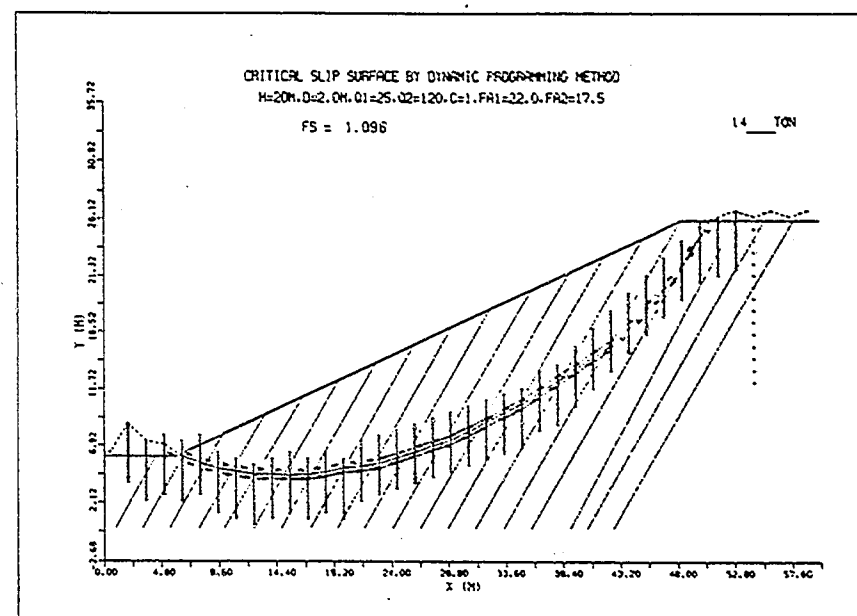
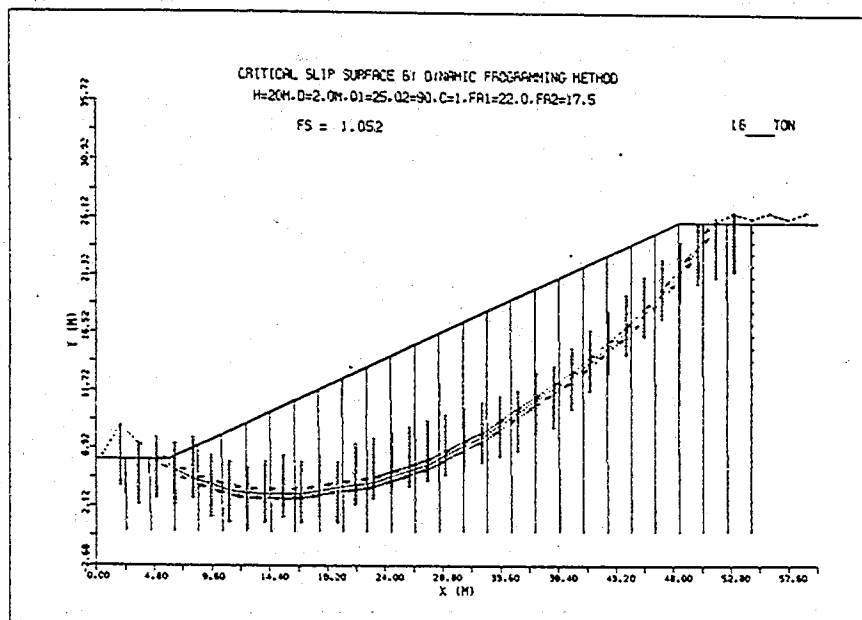
IV. 互層構造モデル

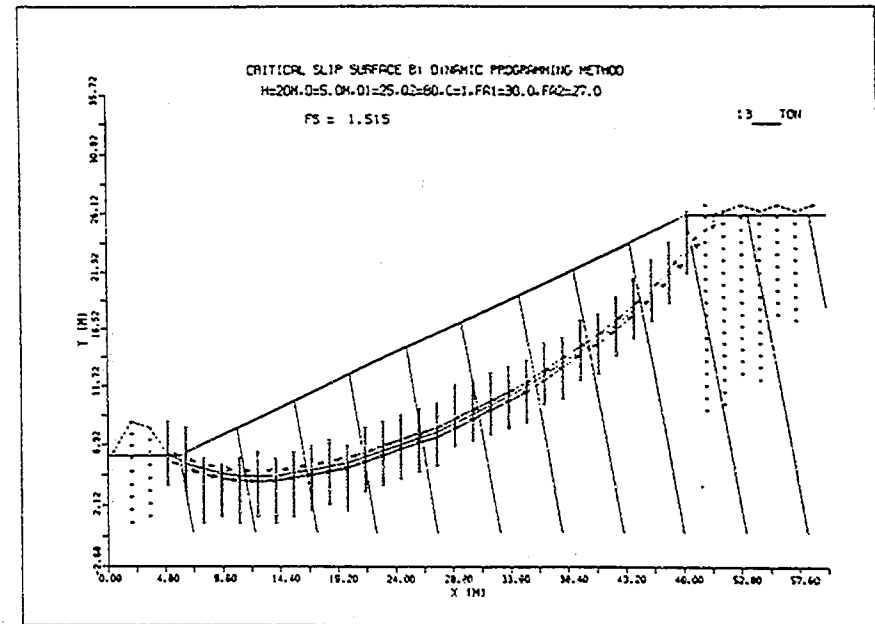
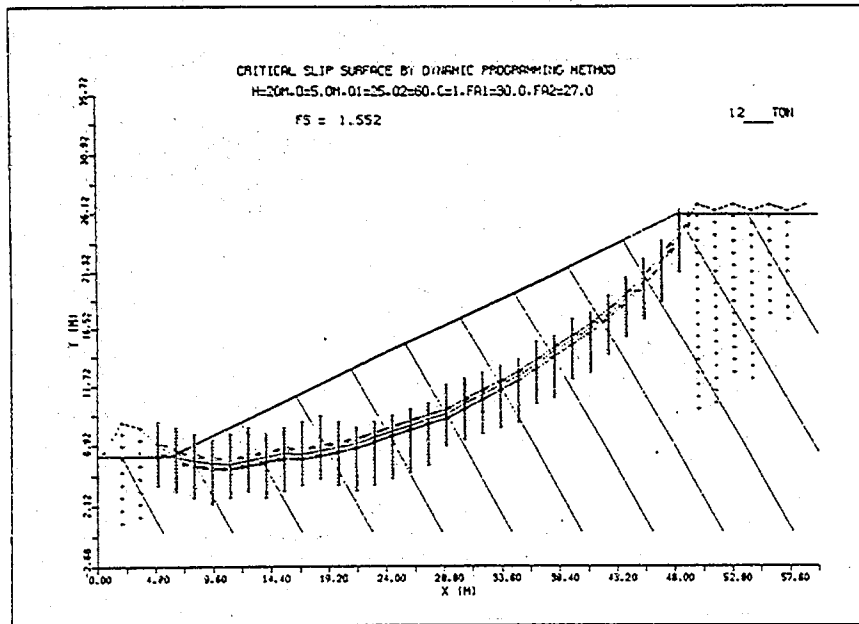
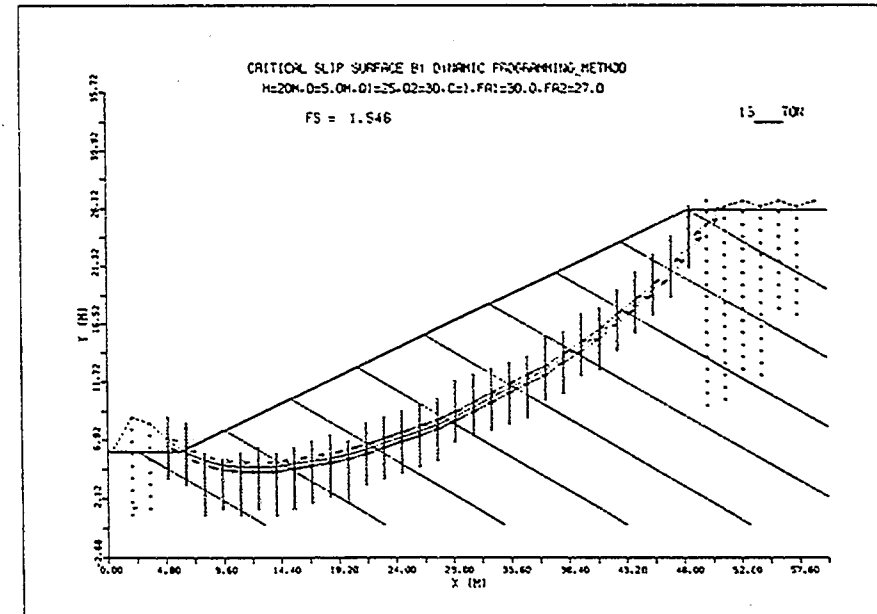
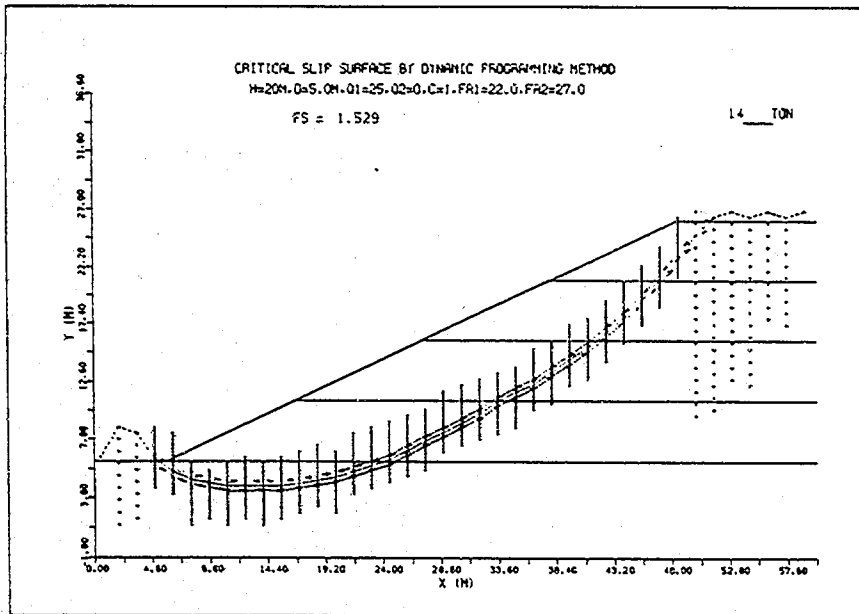
	ページ
(1) . H = 20 m , $\theta_1 = 25^\circ$, D = 2.0 m , 5.0 m (互層パターン1)	171 ~ 182
(2) . // (互層パターン2)	183 ~ 194
(3) . H = 20 m , $\theta_1 = 35^\circ$, D = 1.0 m (互層パターン1)	195 ~ 200
(4) . H = 20 m , 40 m , 60 m , $\theta_1 = 35^\circ$, D = 2.0 m , 5.0 m (互層パターン1)	201 ~ 218
(5) . 切り土ケース $\theta_1 = 25^\circ$, H = 20 m , CUT 1 ~ 4 , D = 2.0 m , 5.0 m (互層パターン1)	219 ~ 234

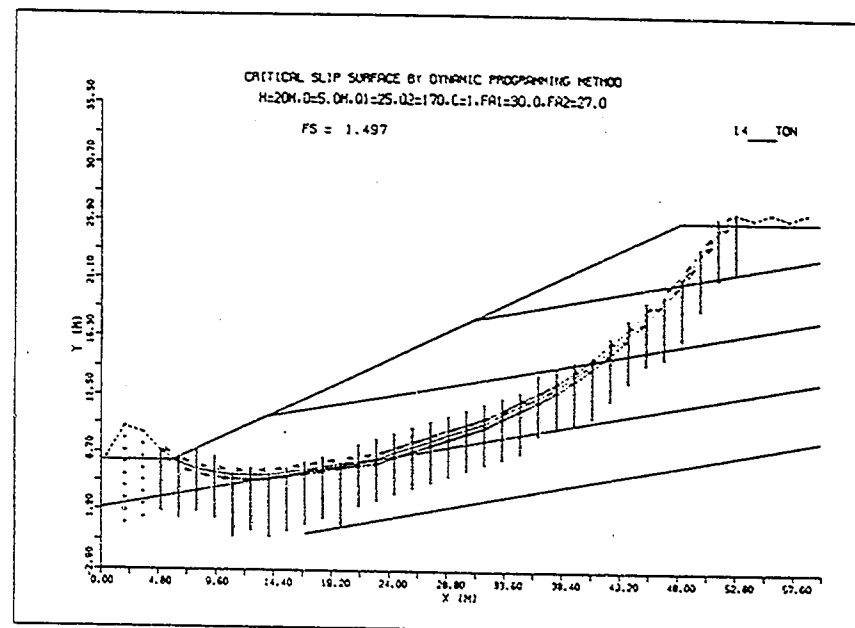
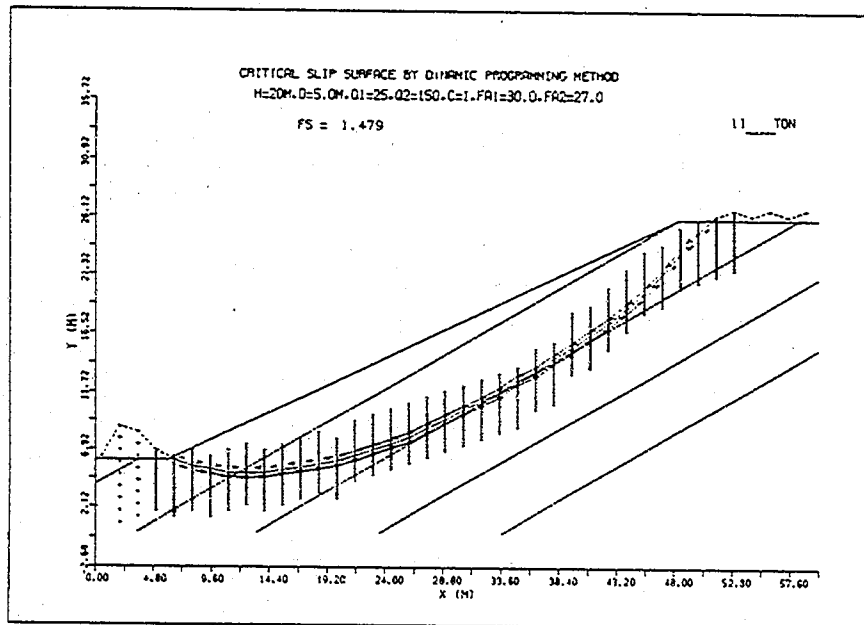
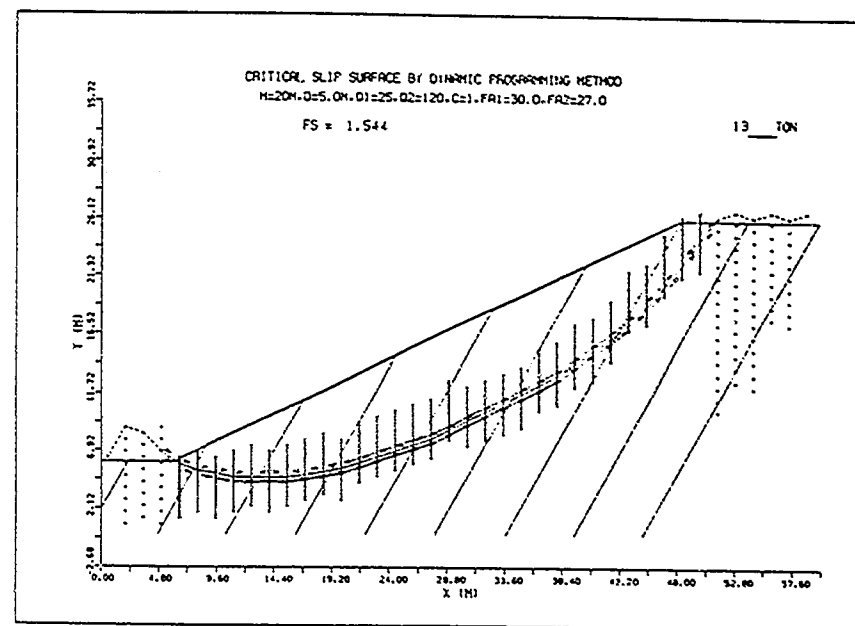
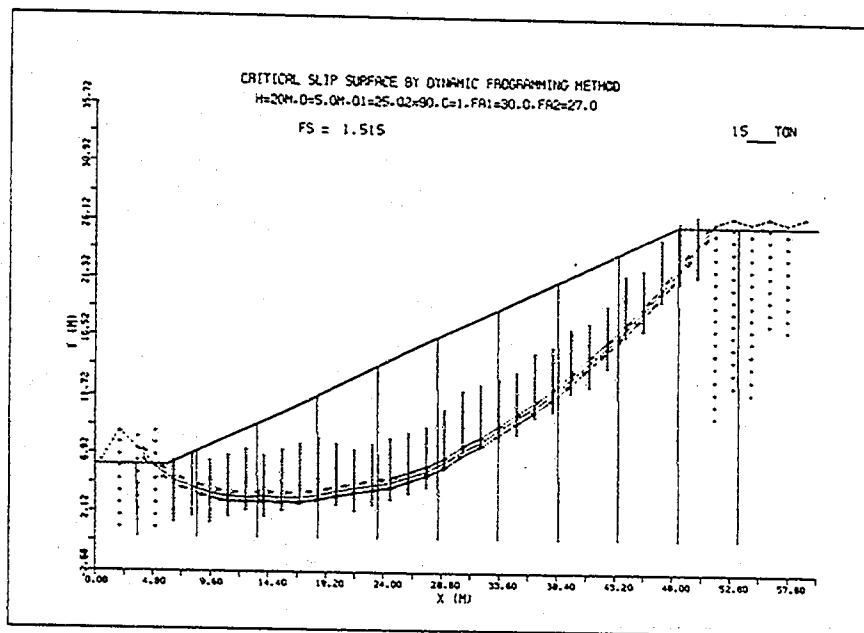


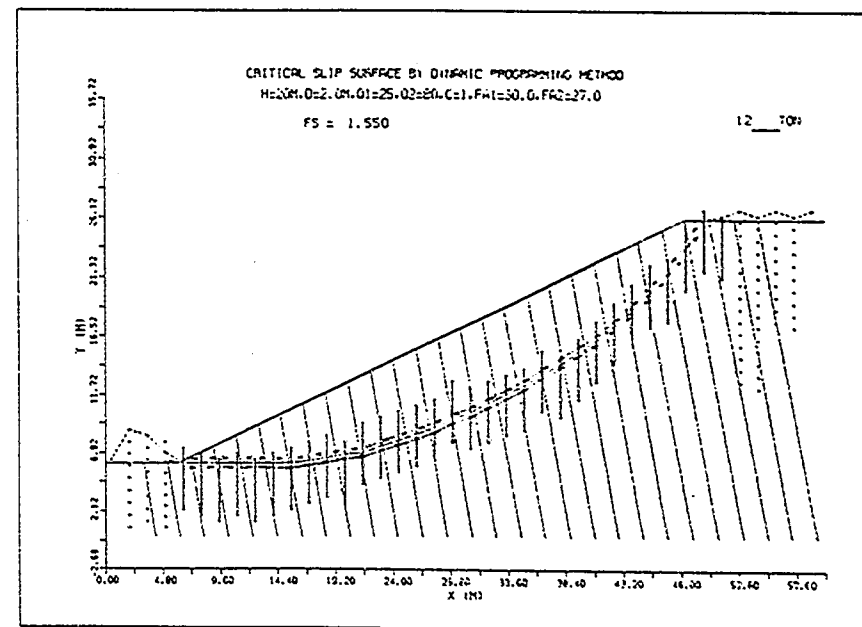
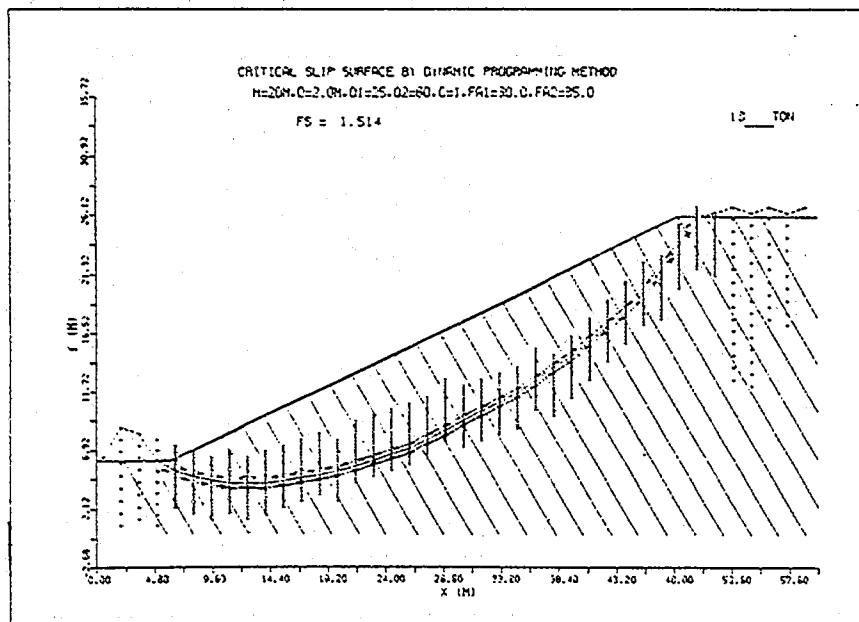
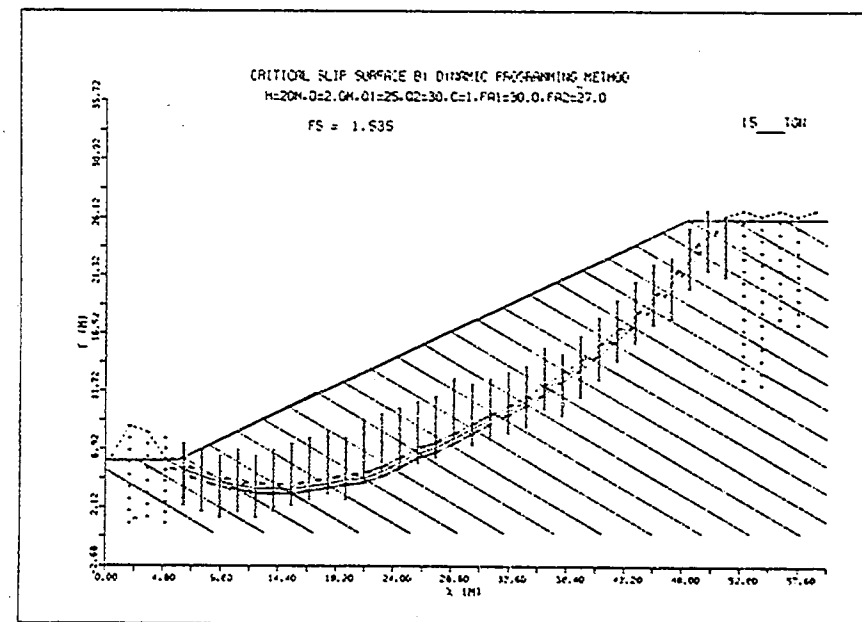
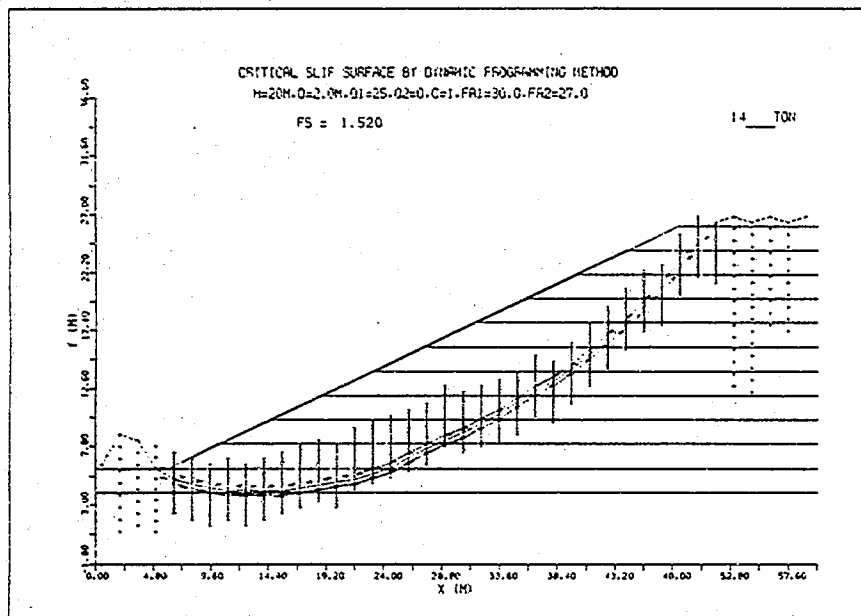


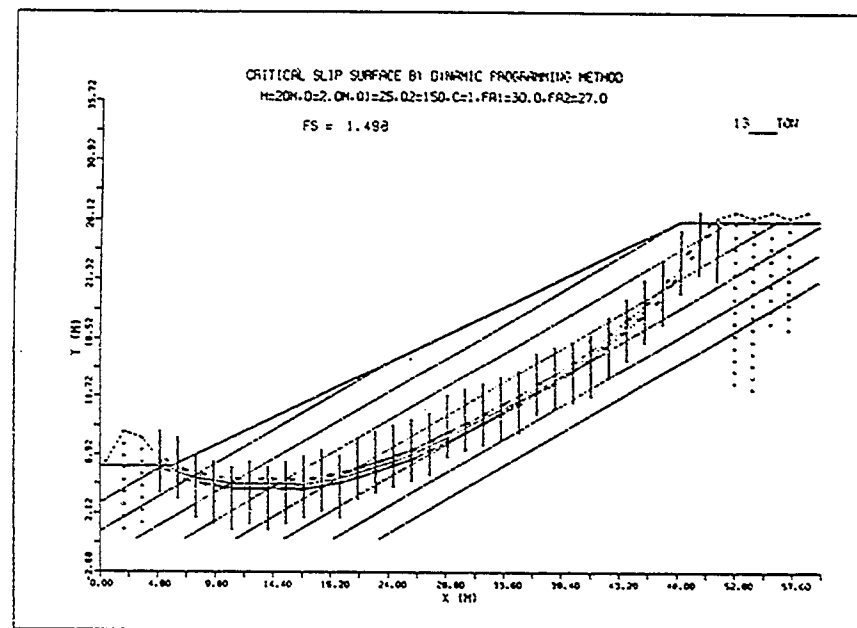
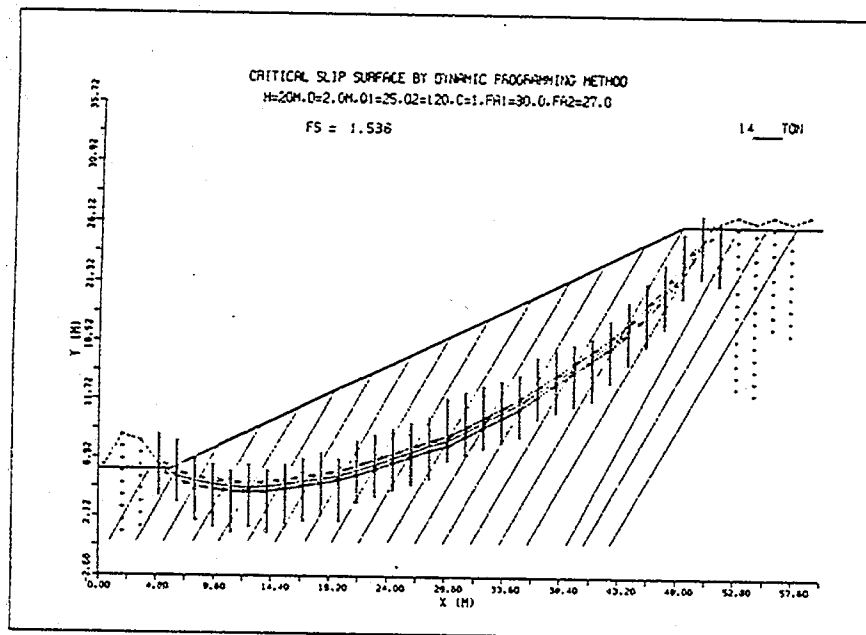
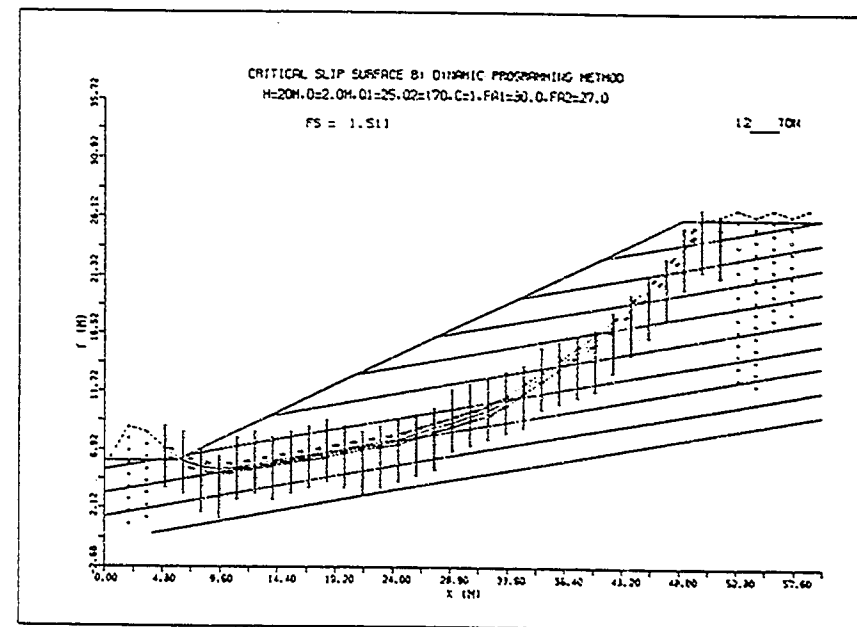
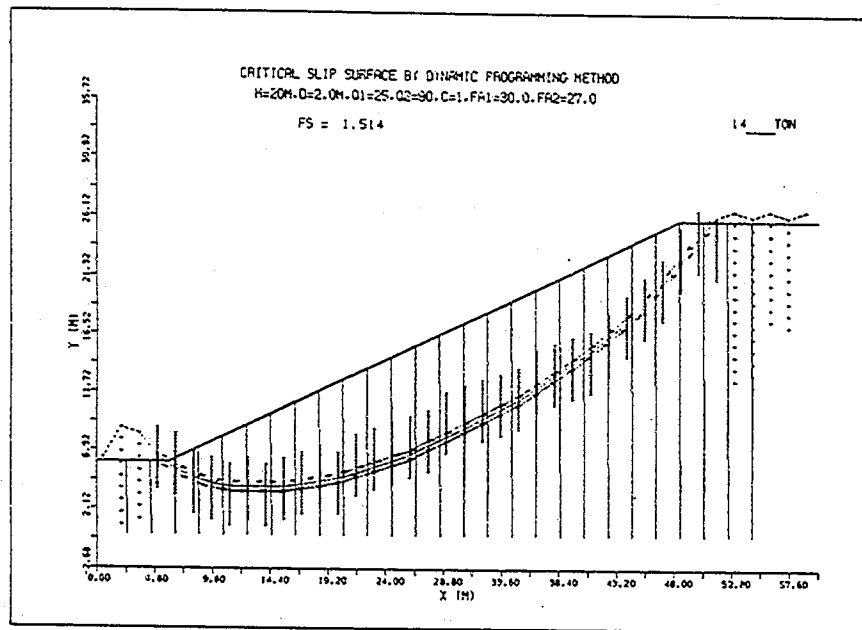


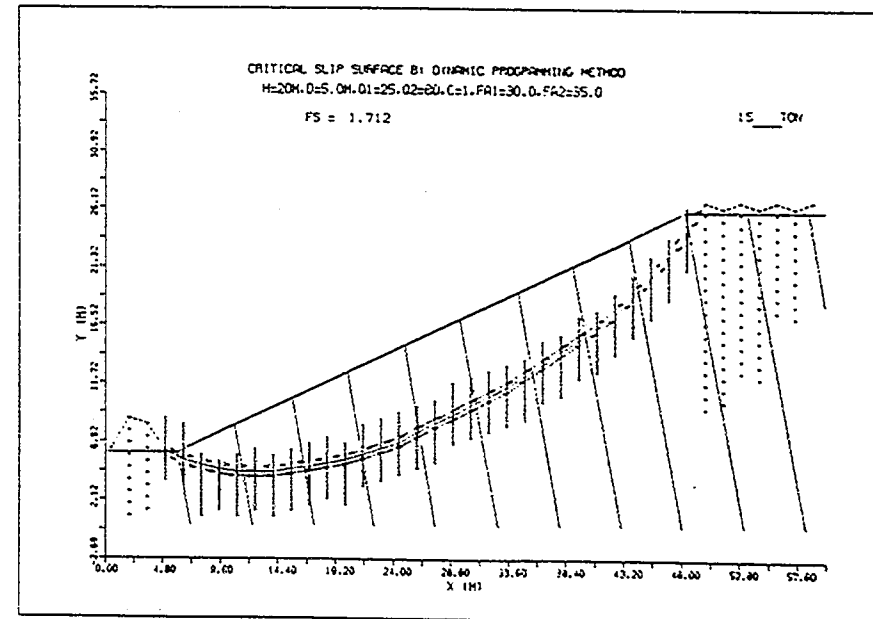
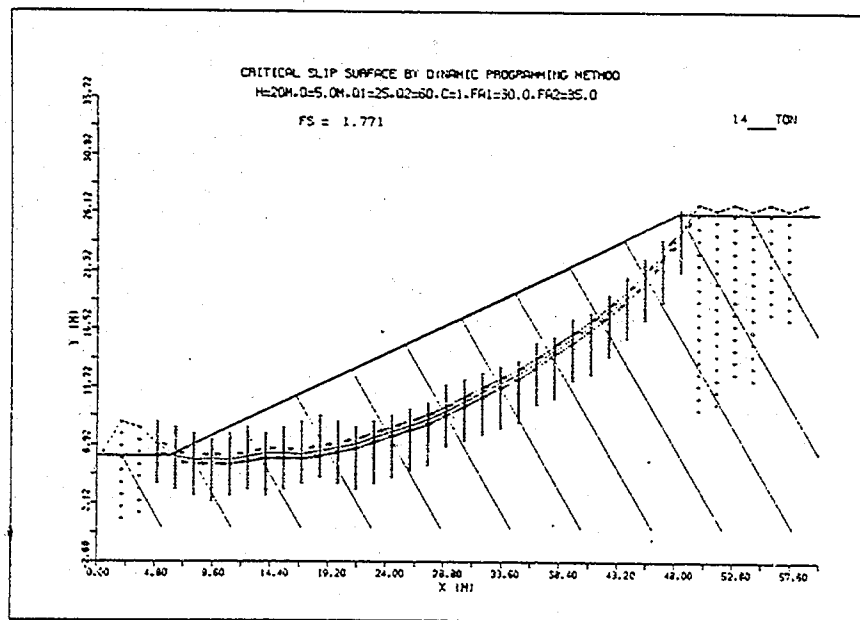
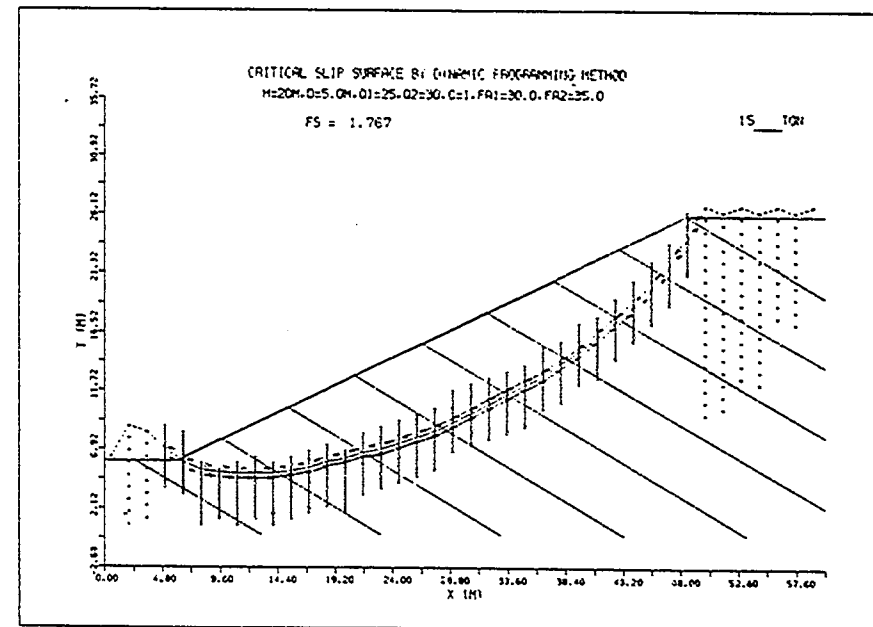
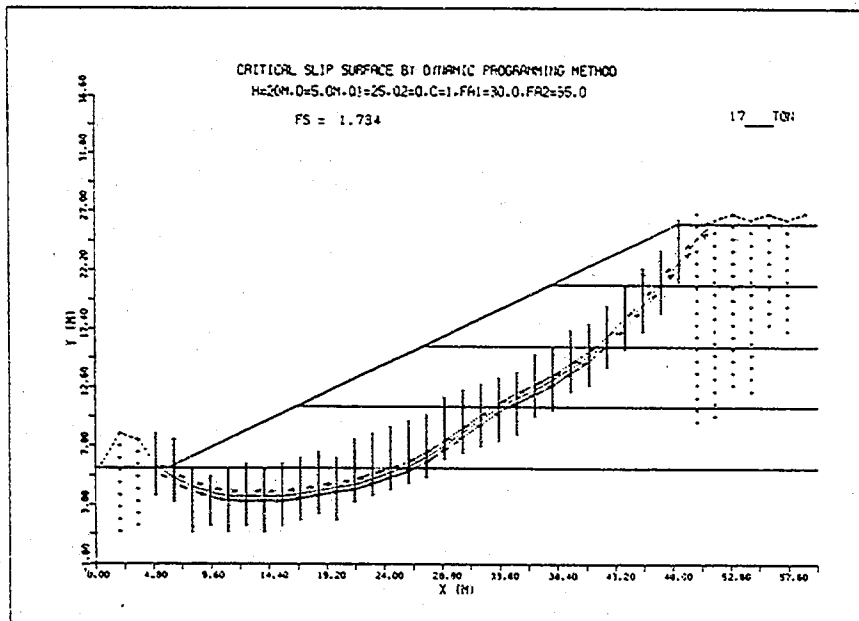


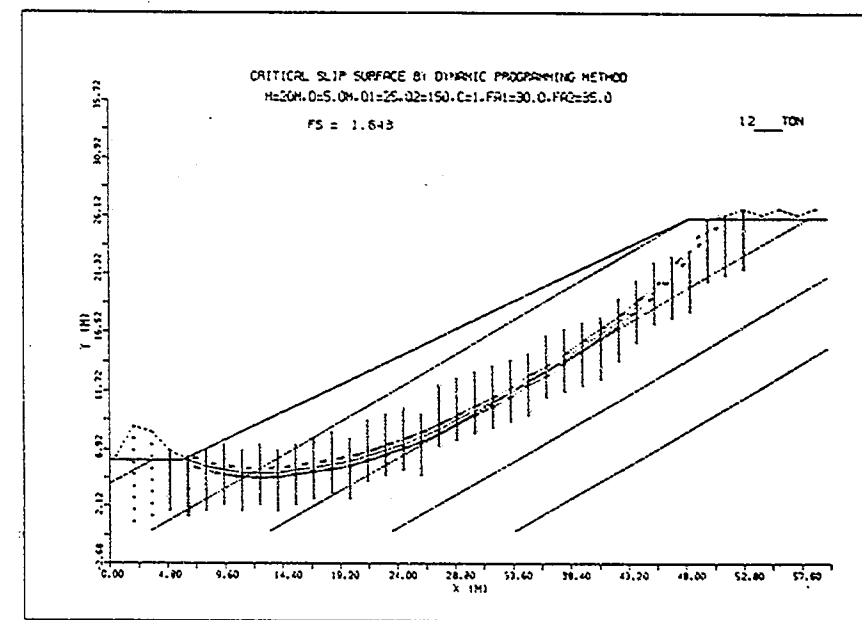
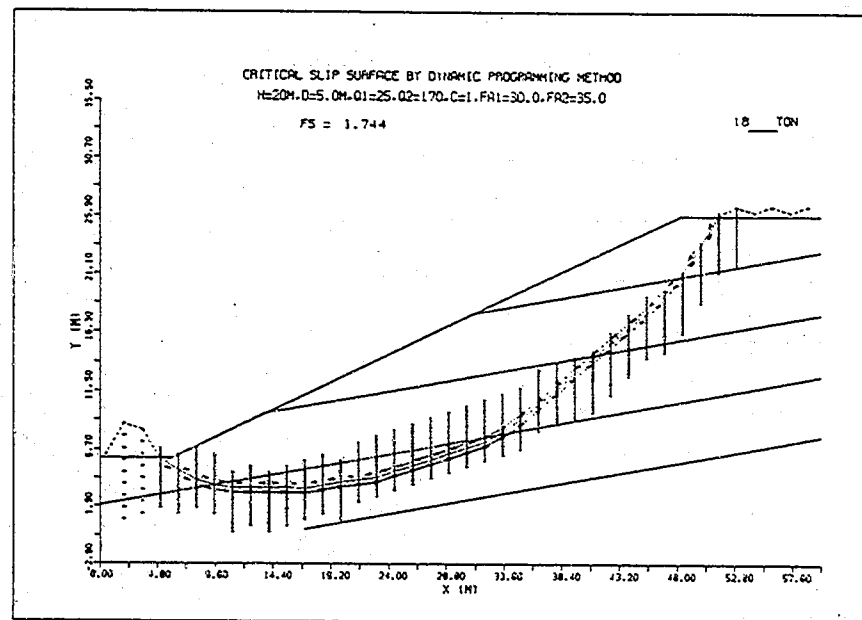
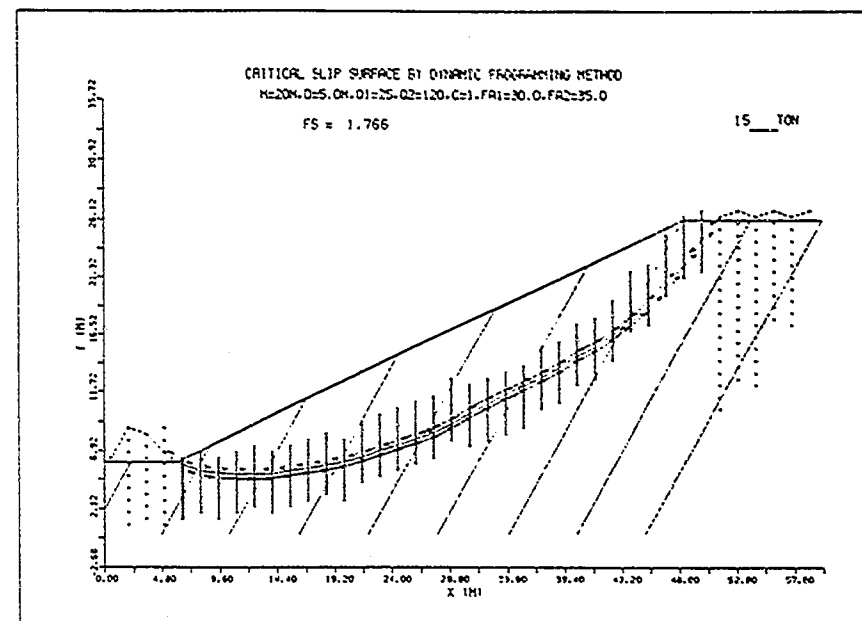
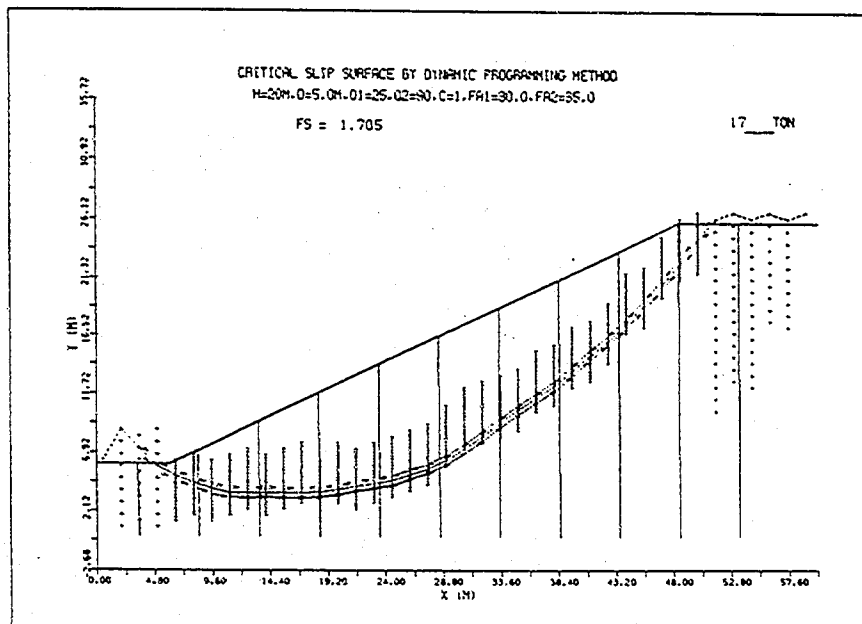


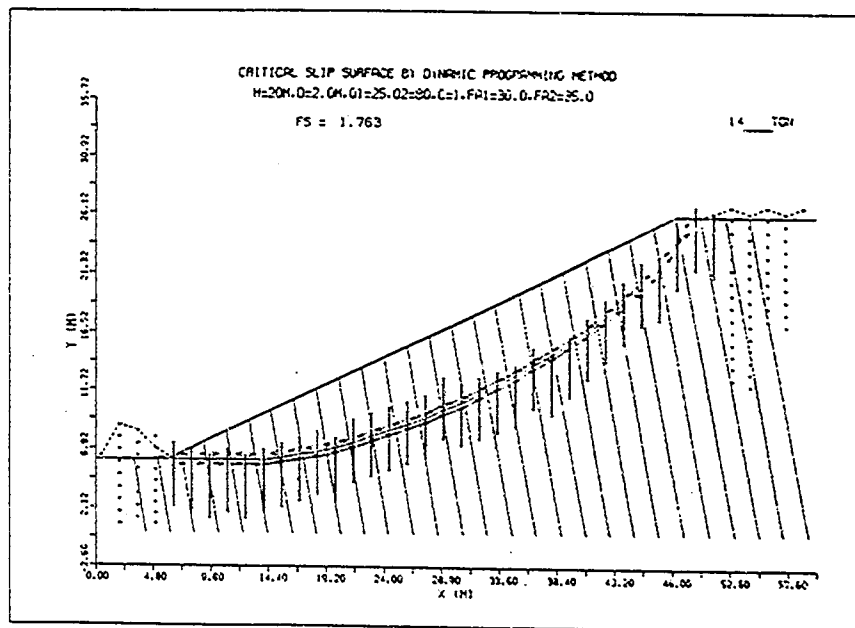
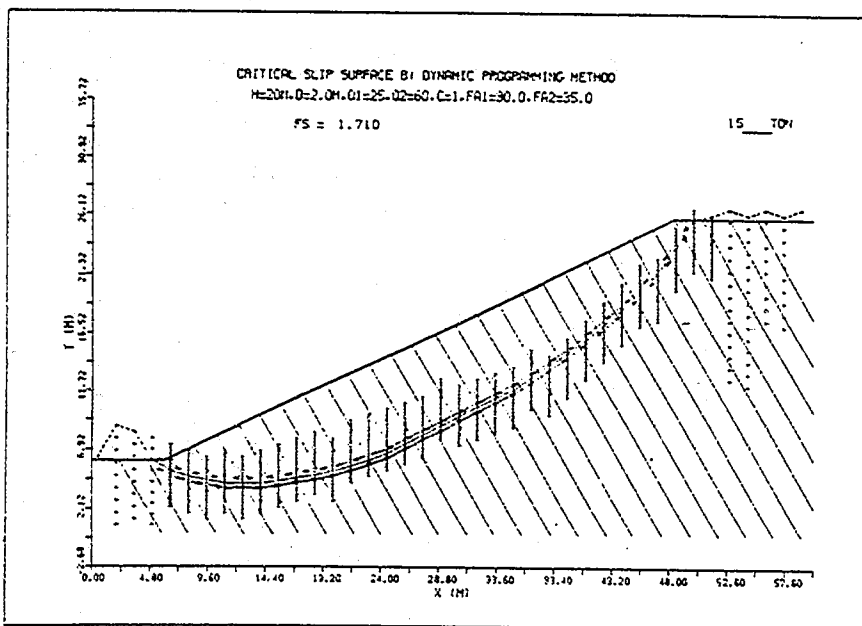
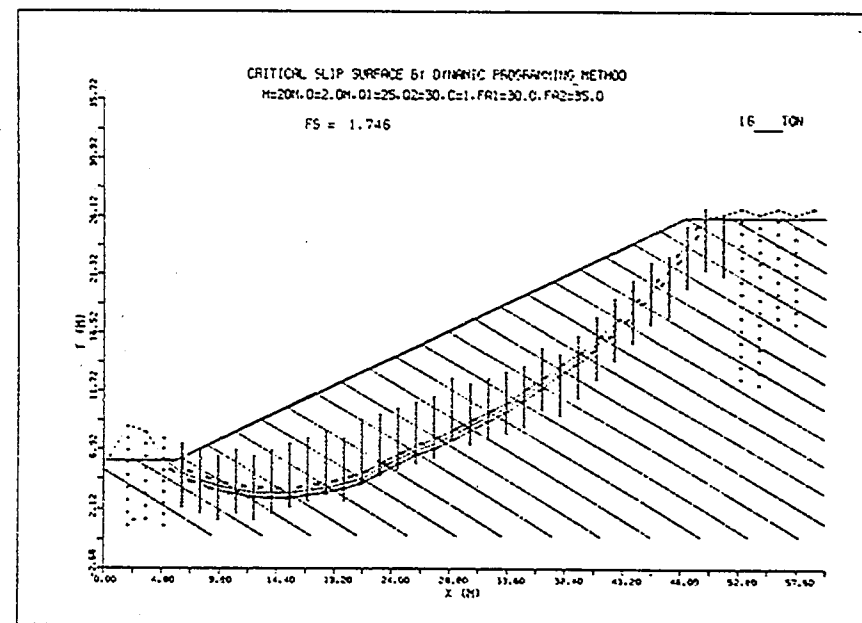
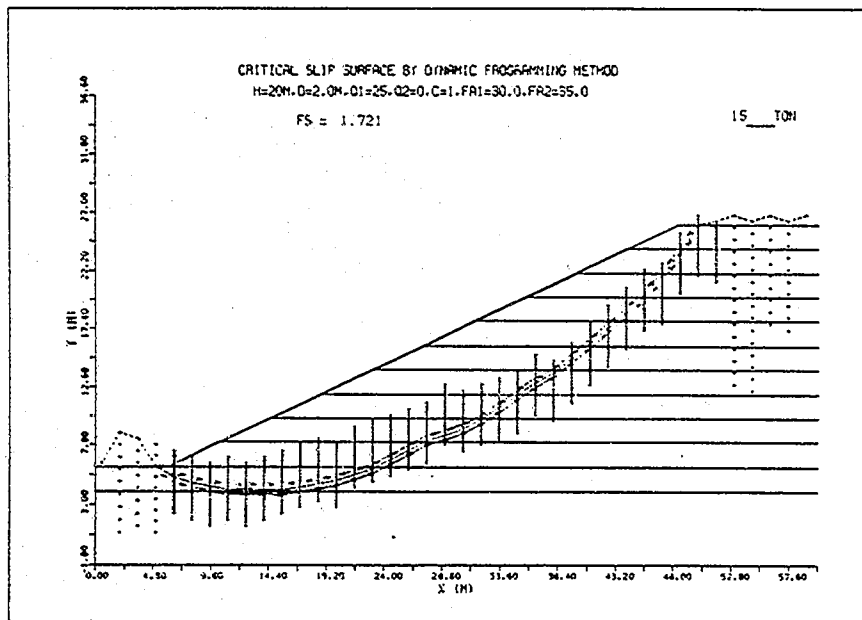


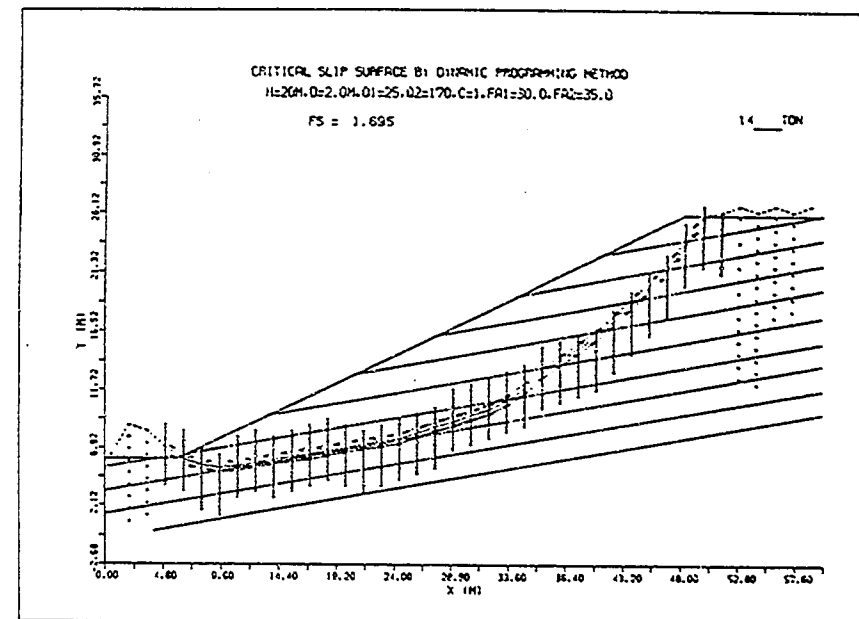
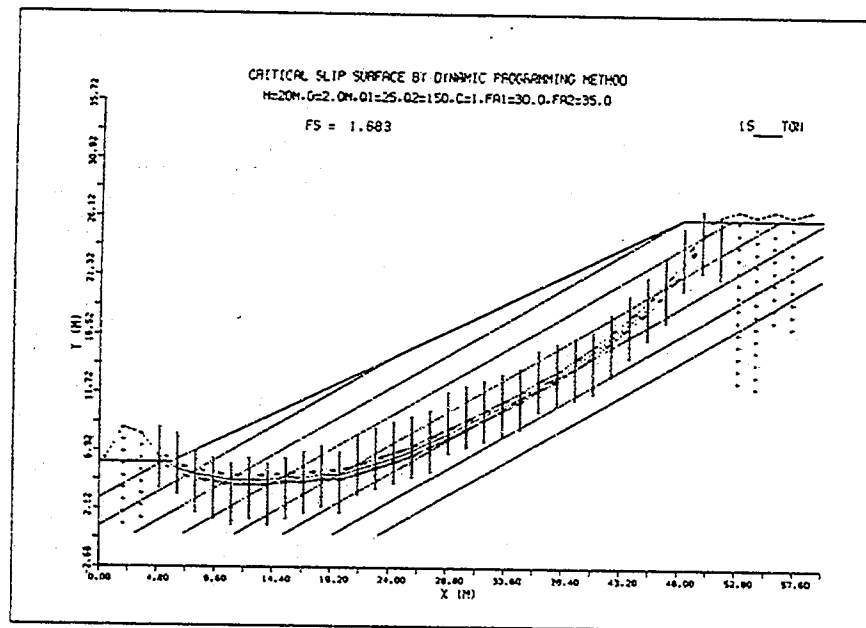
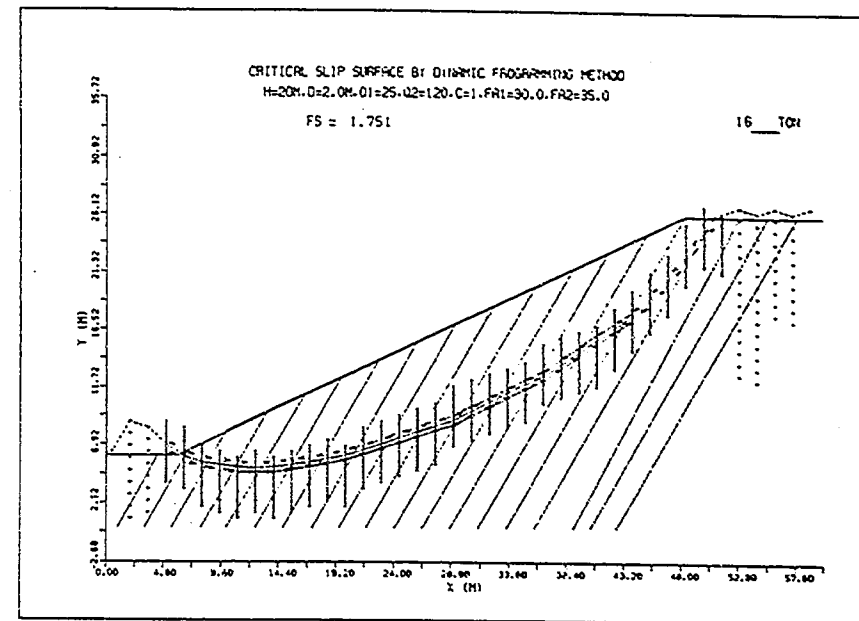
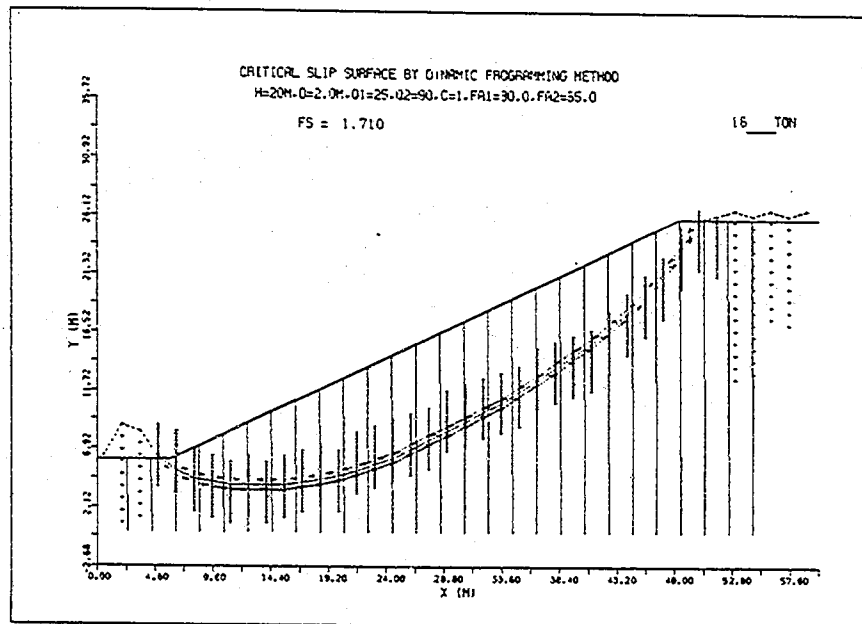


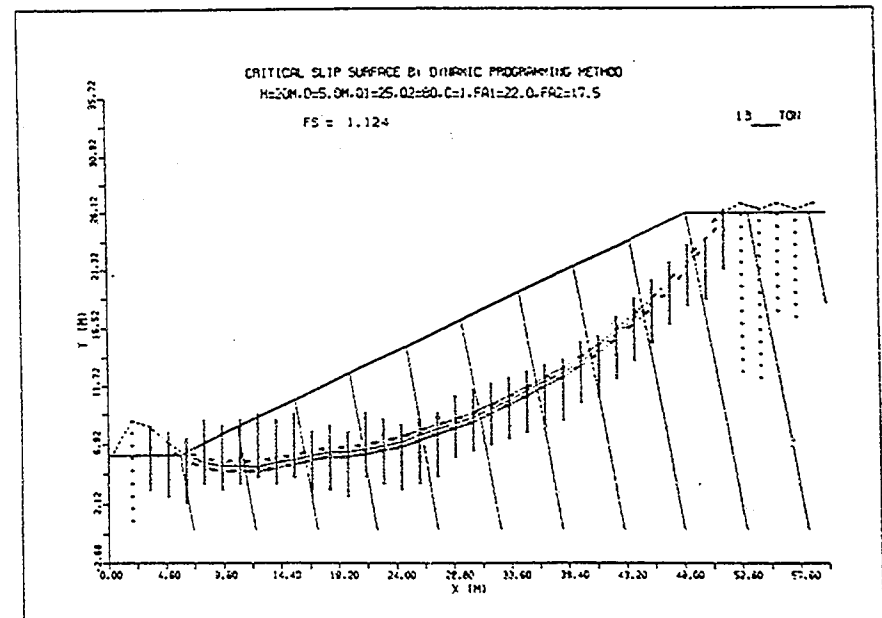
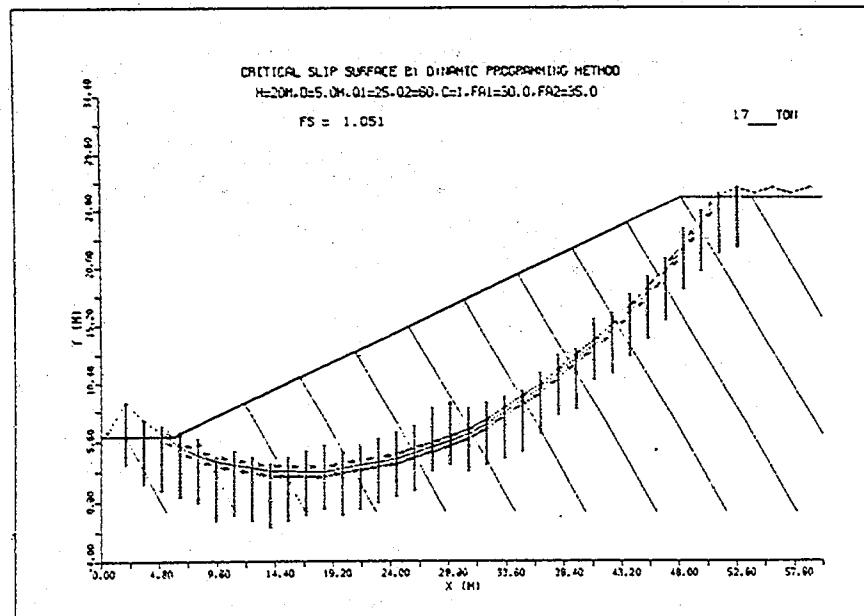
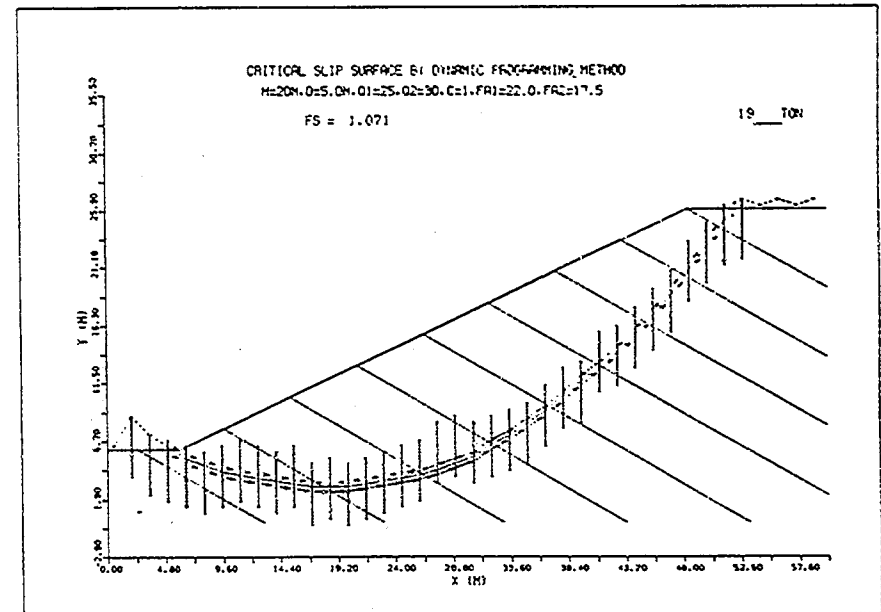
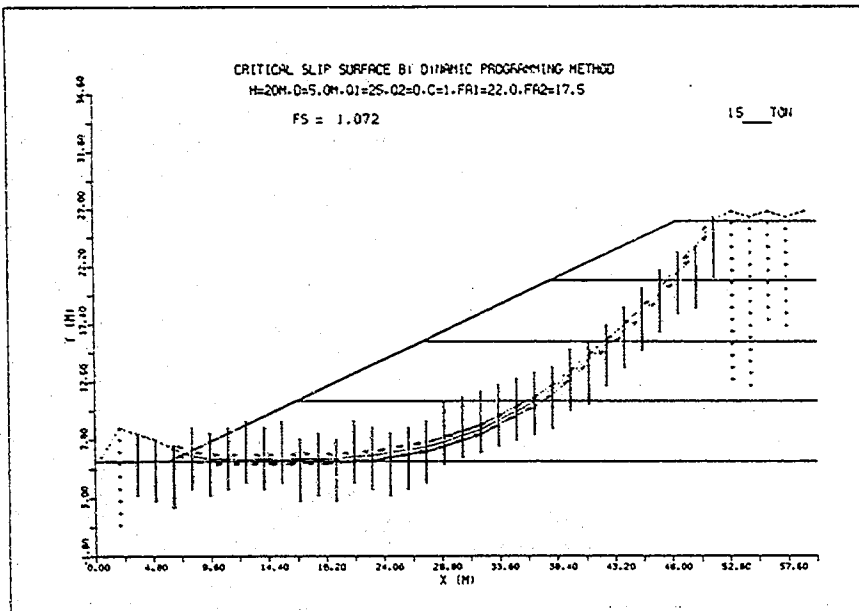


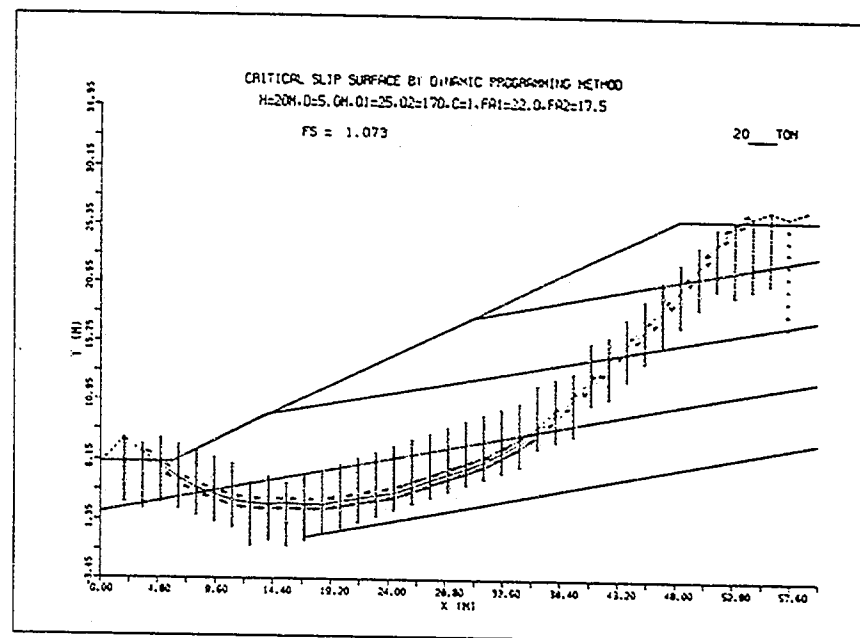
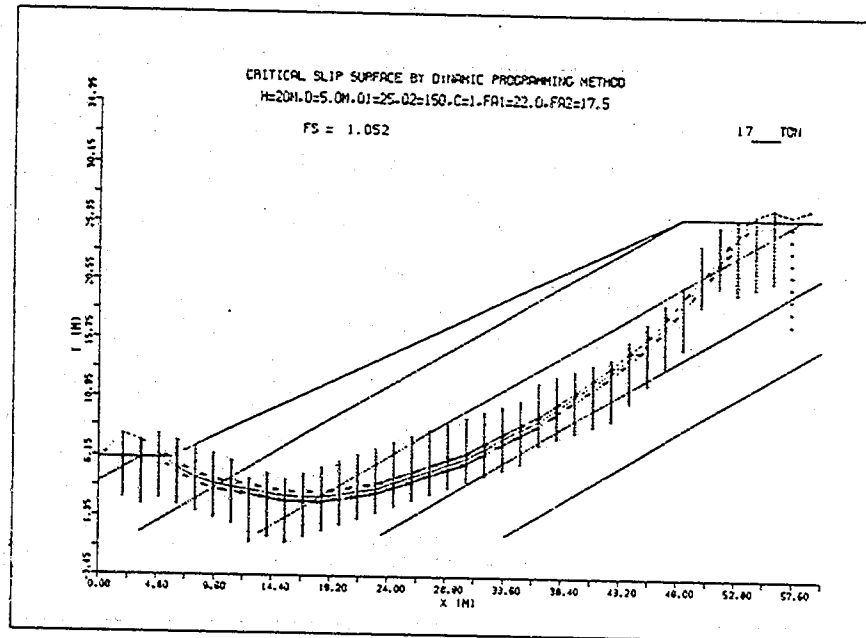
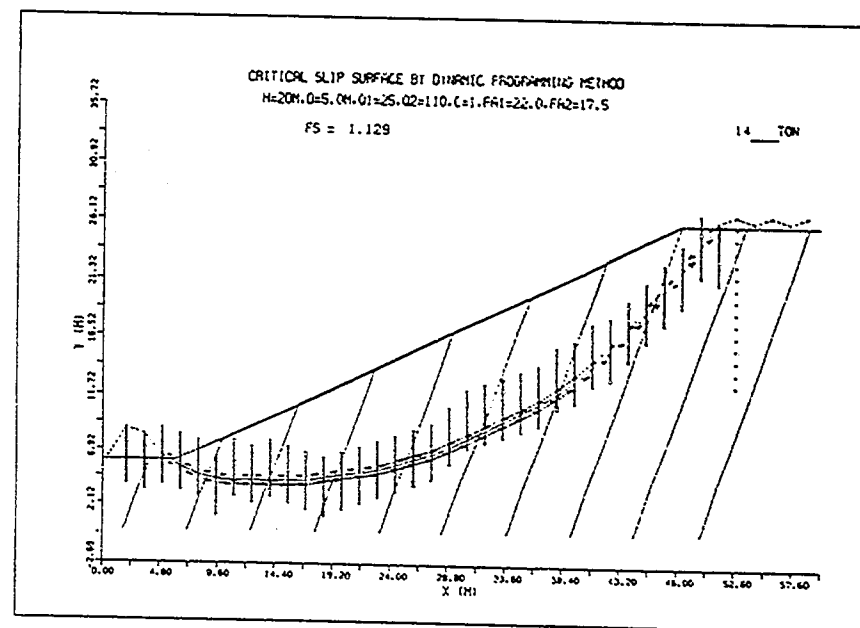
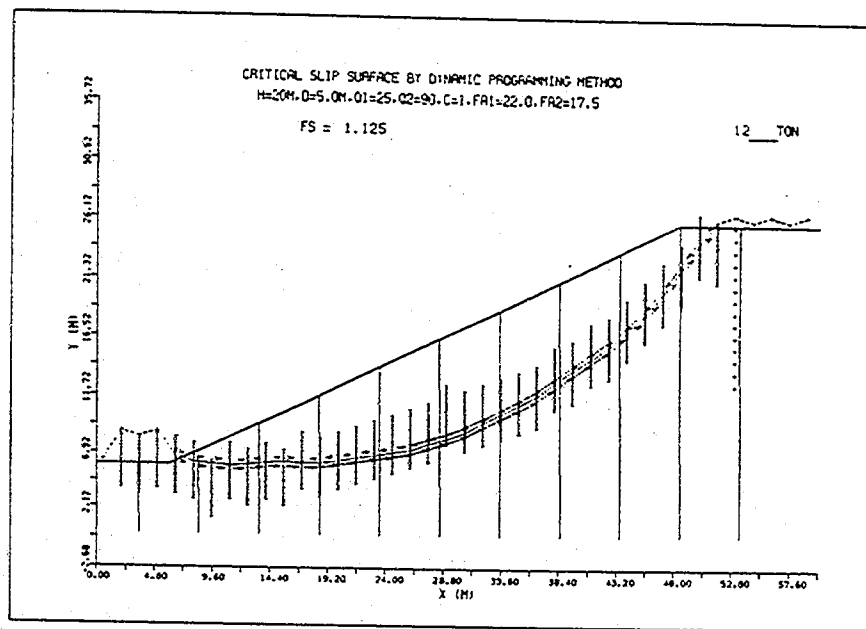


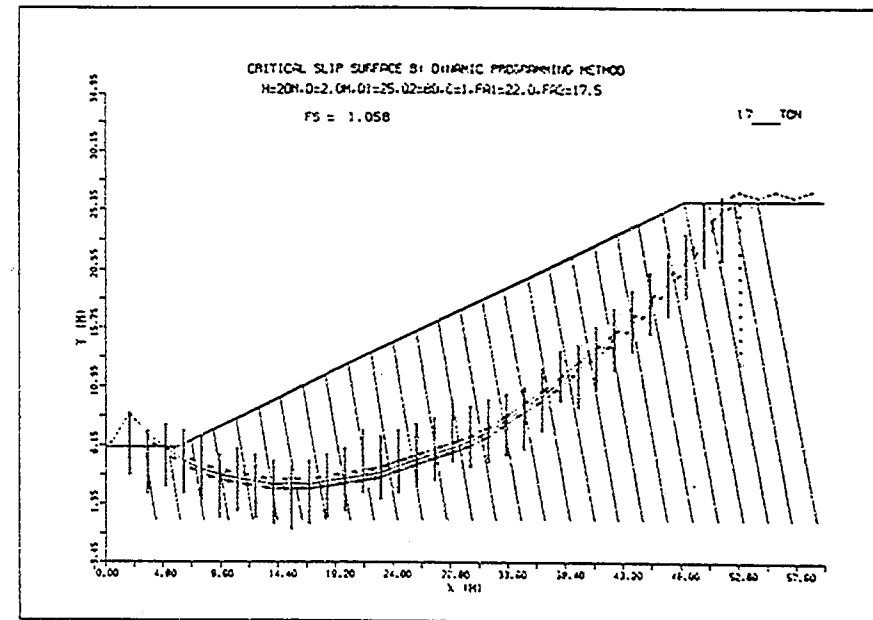
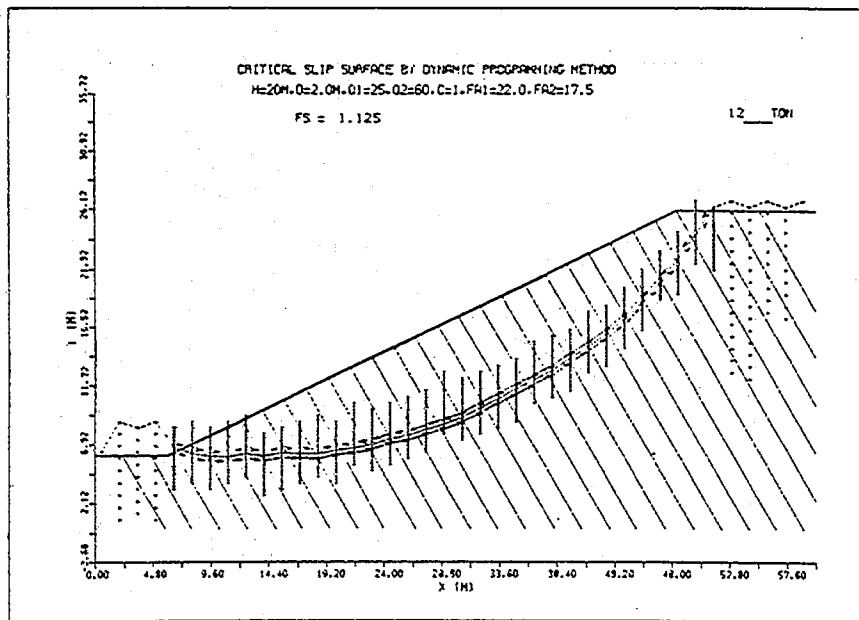
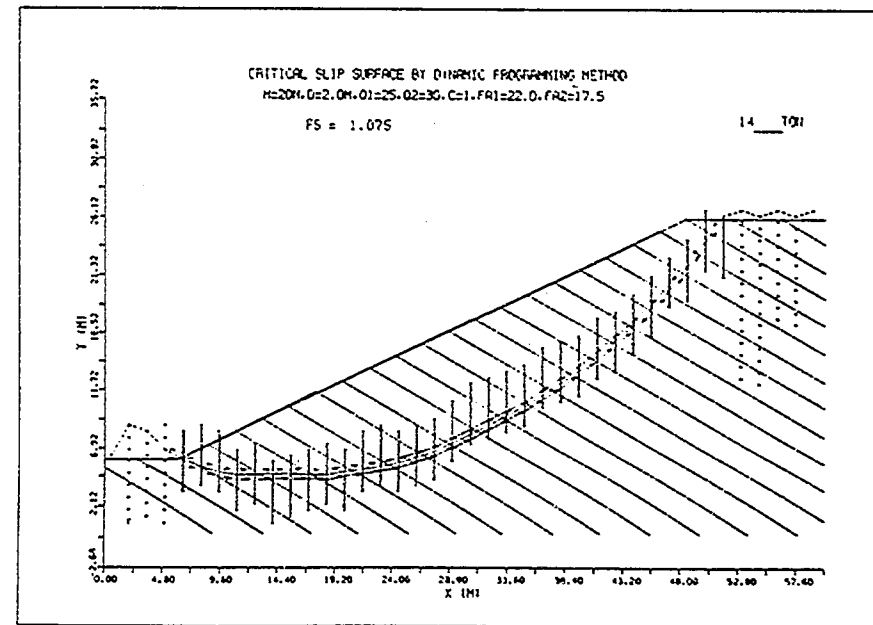
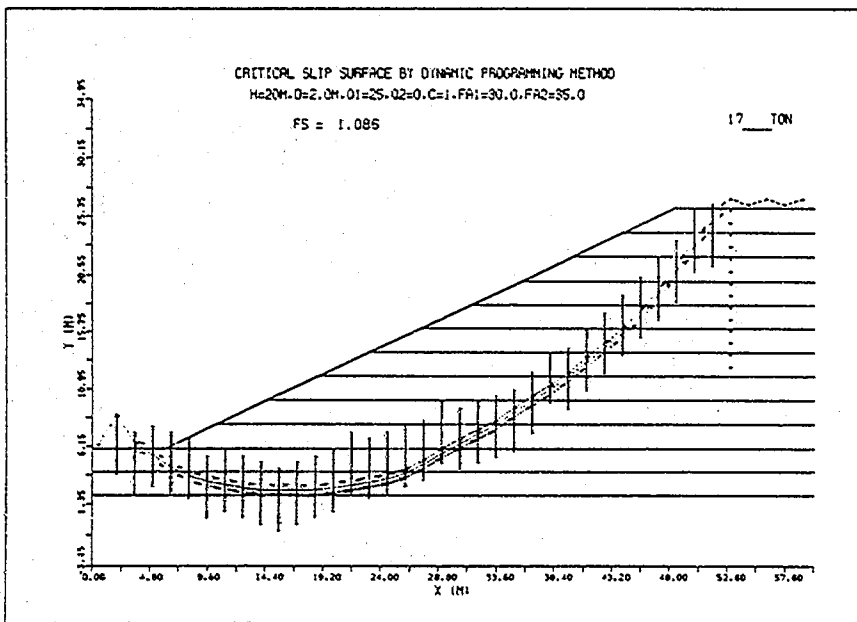


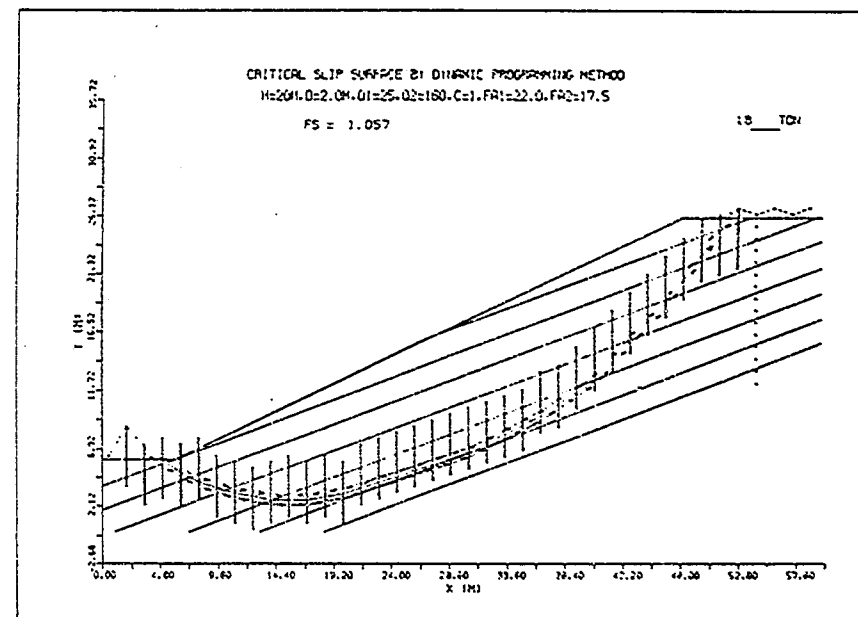
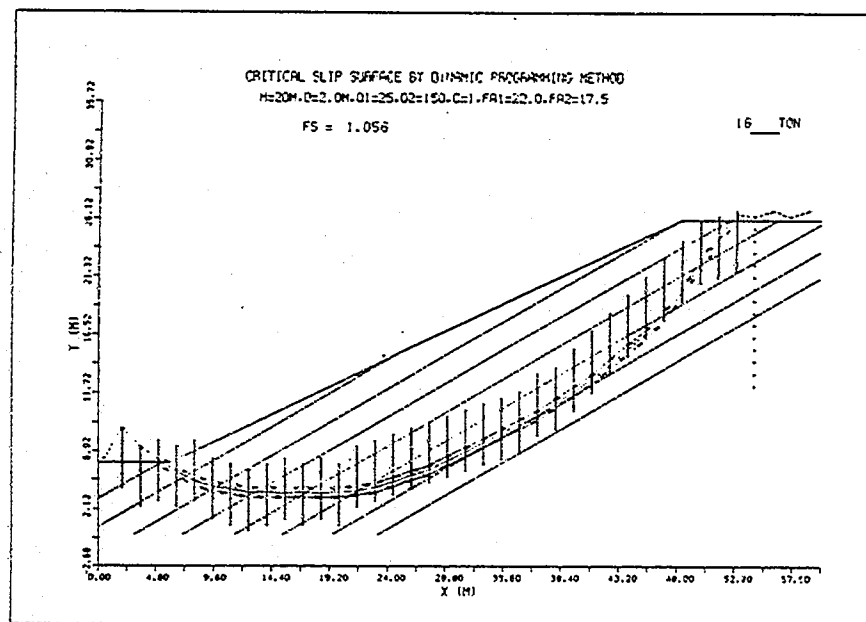
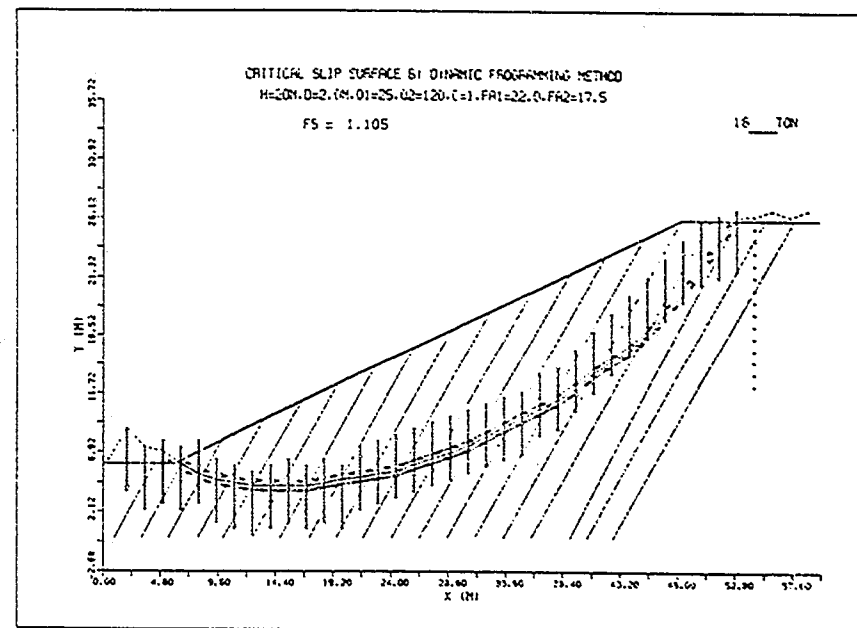
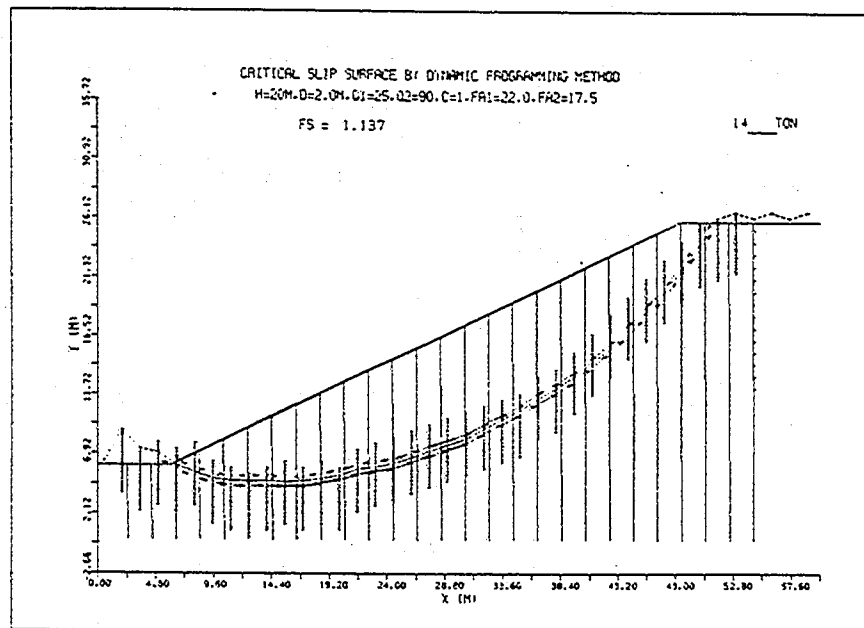


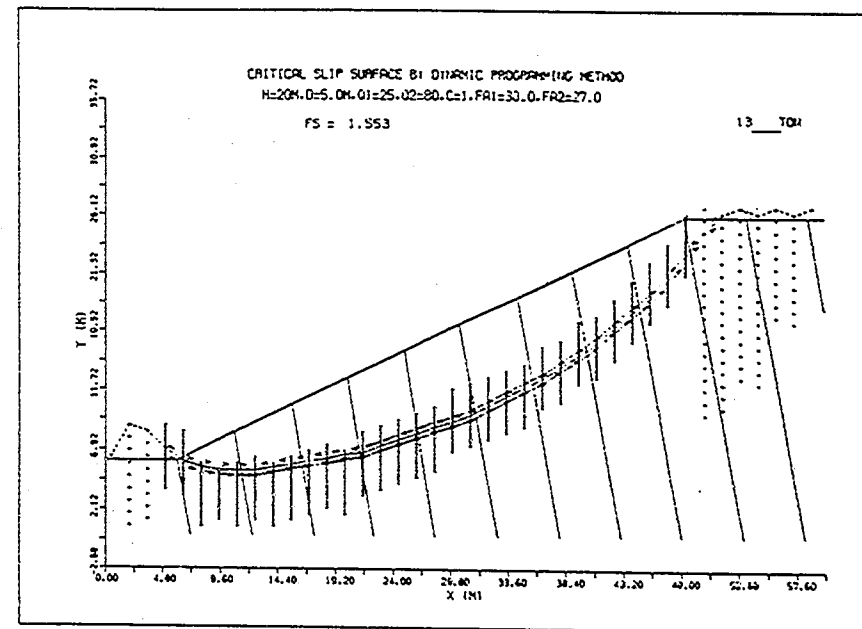
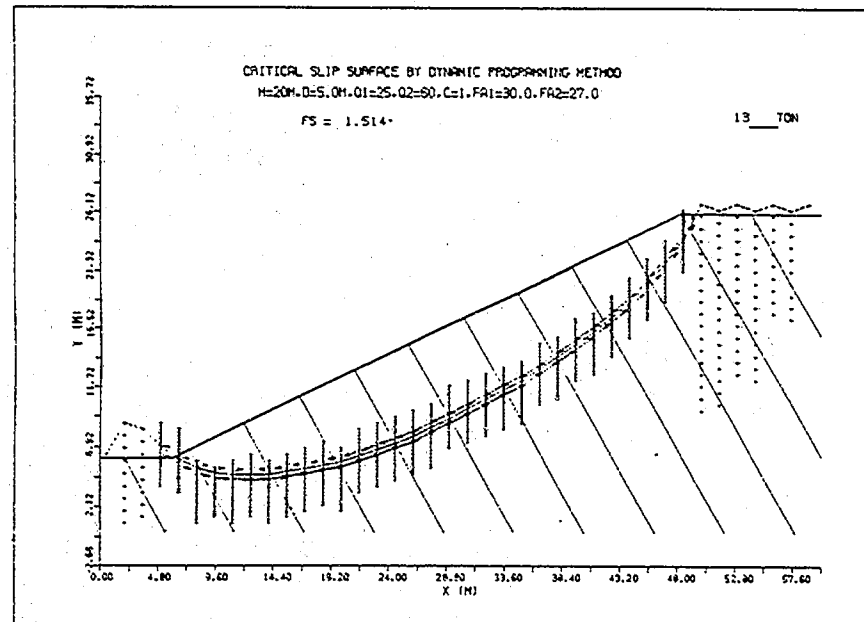
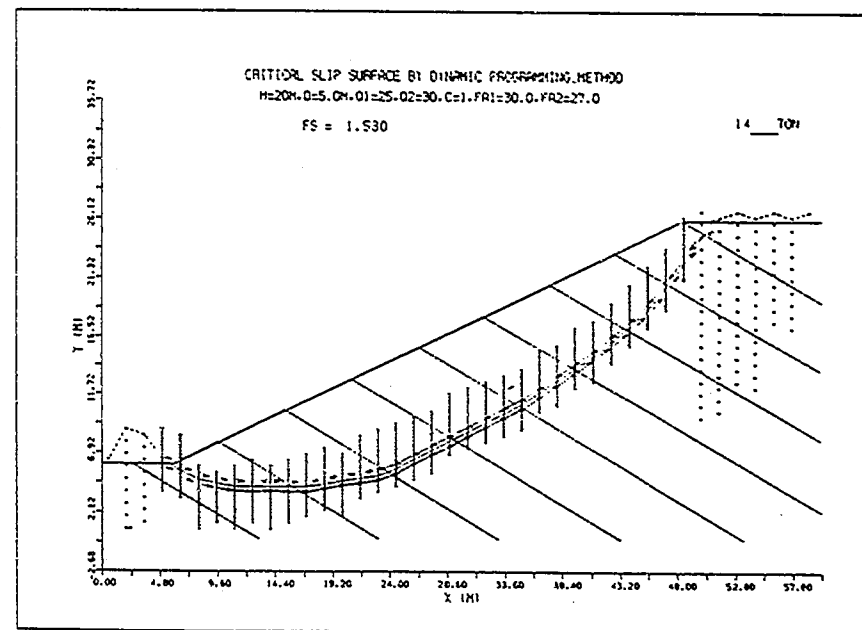
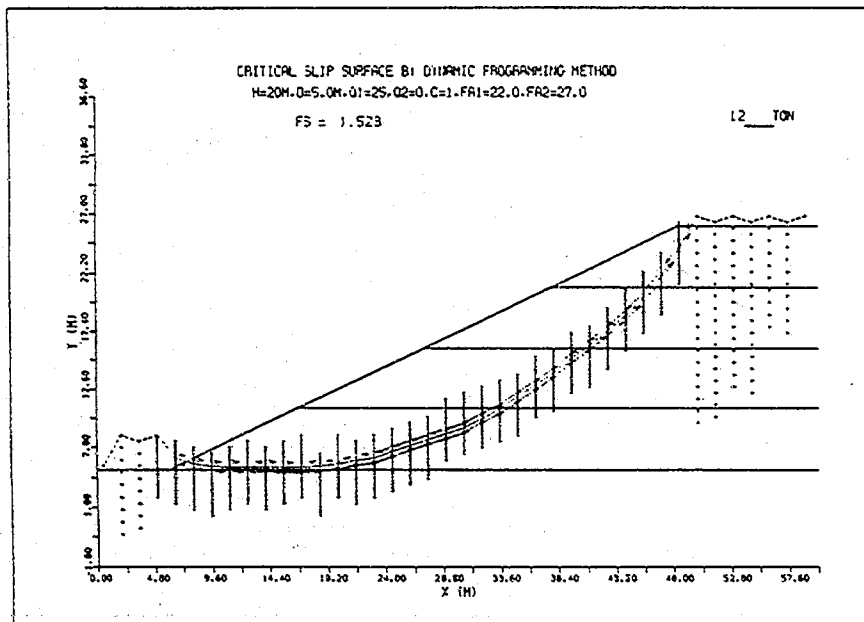


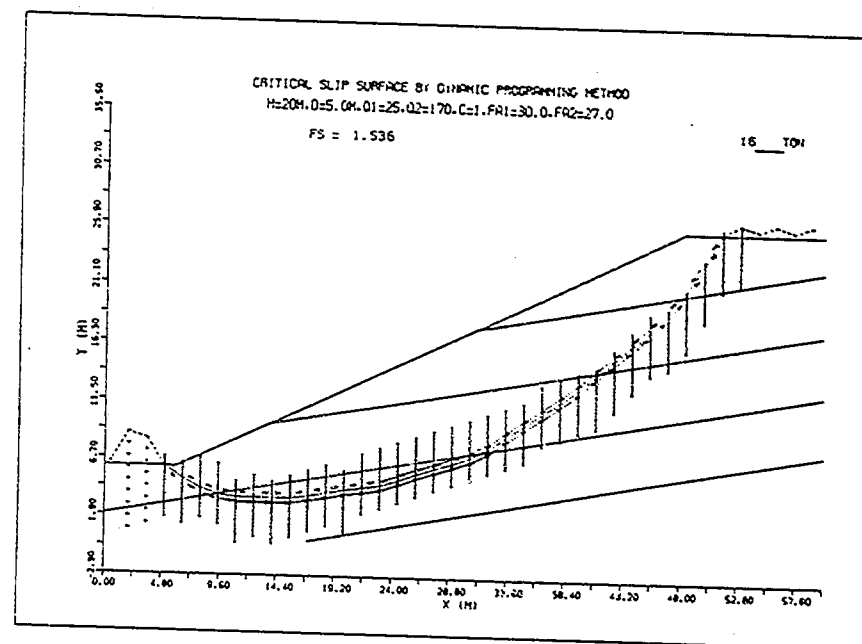
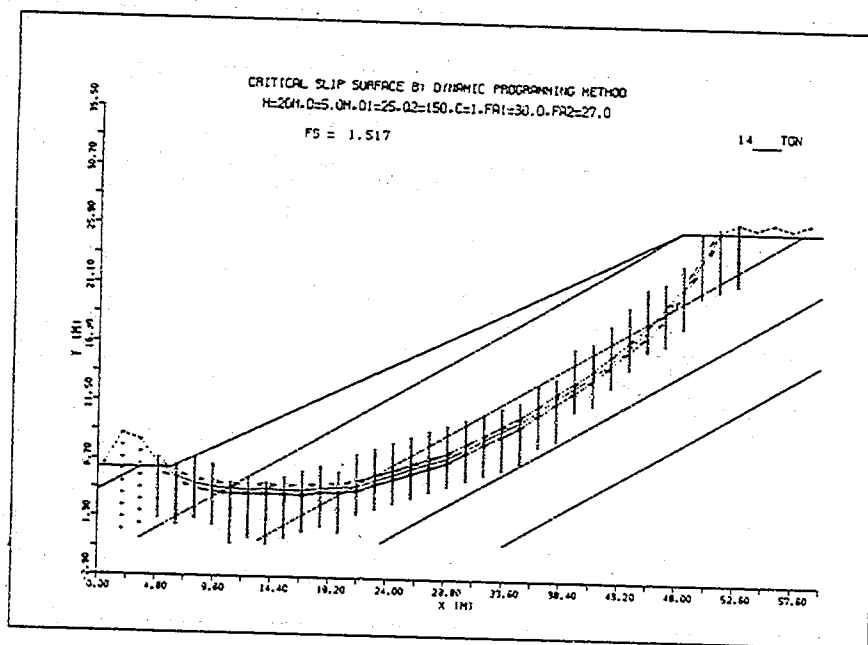
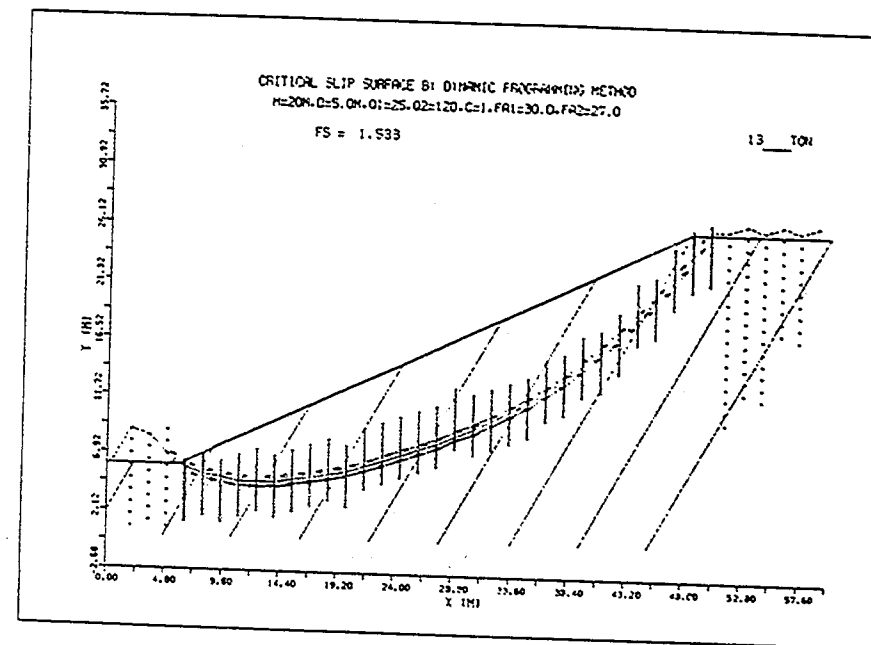
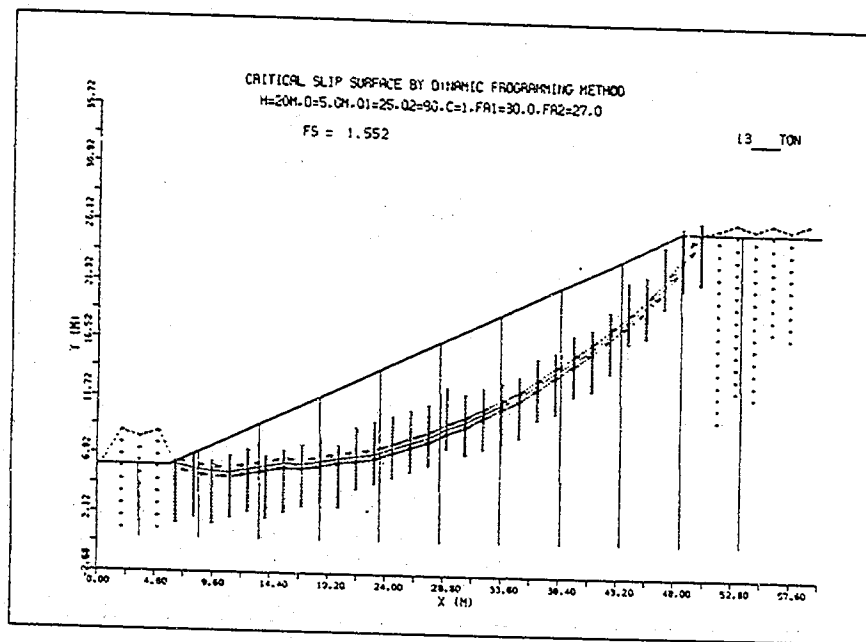


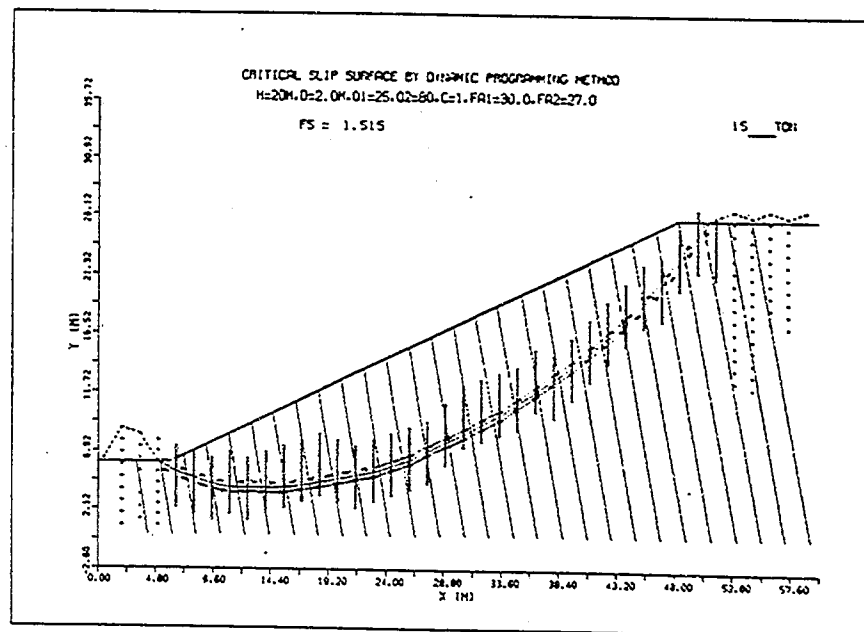
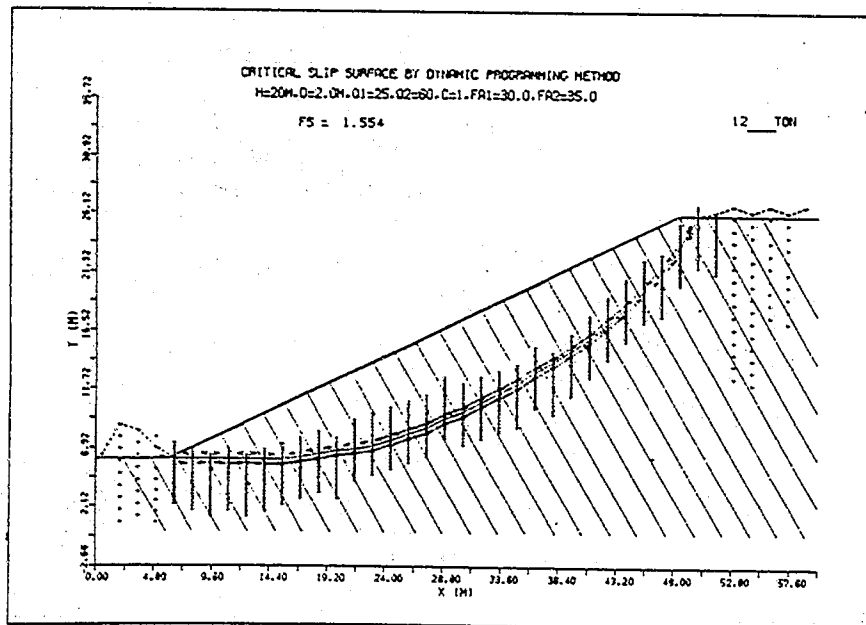
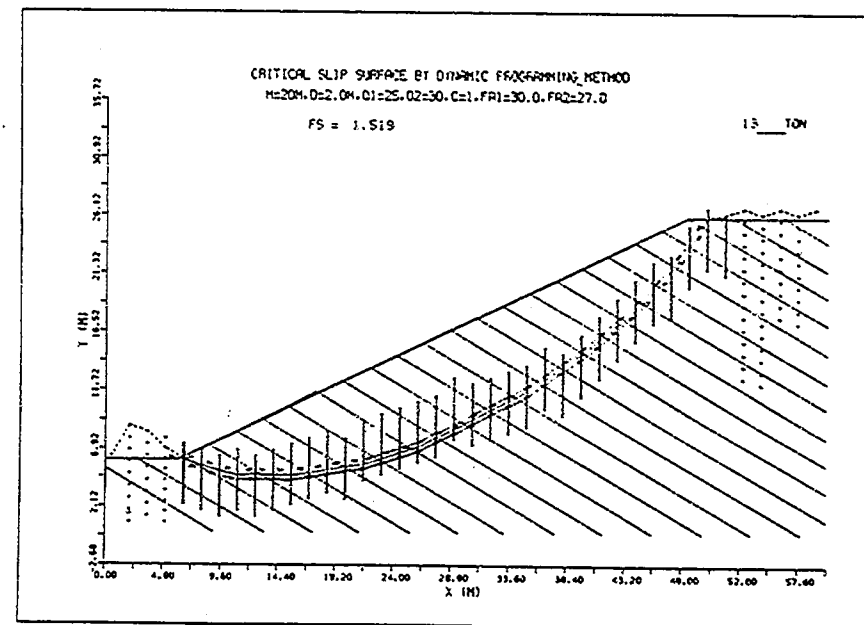
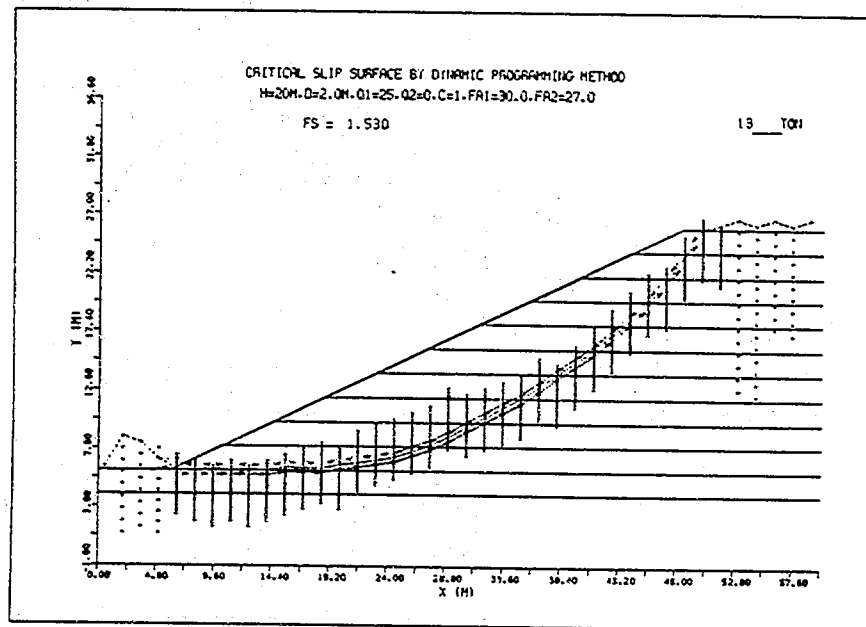


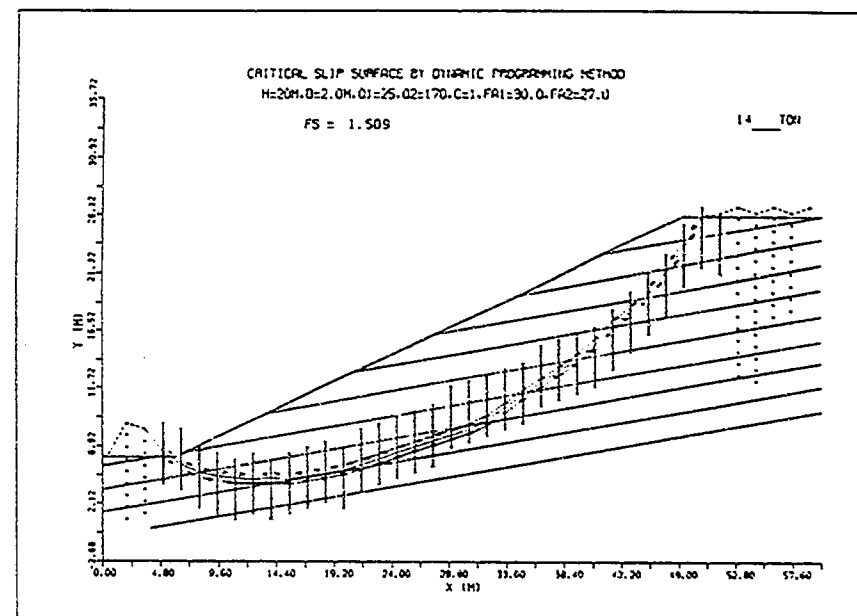
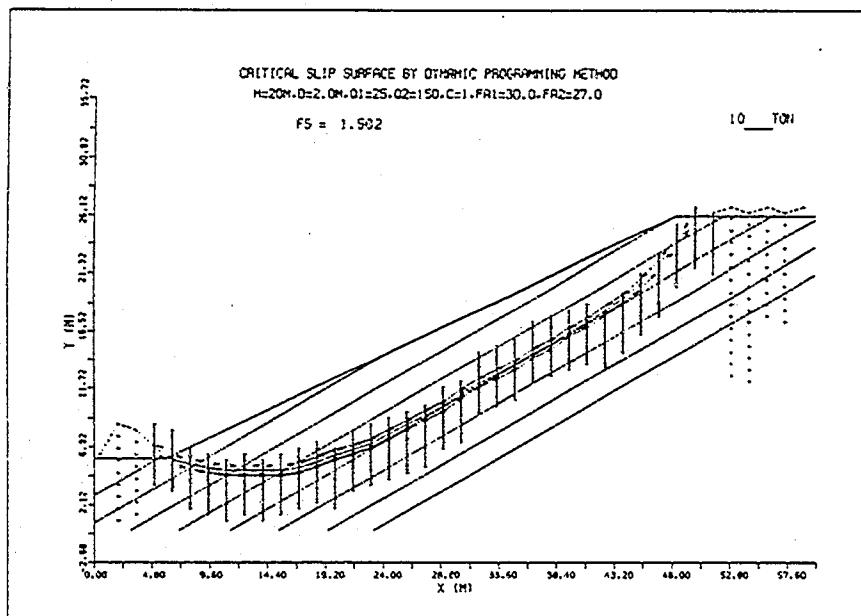
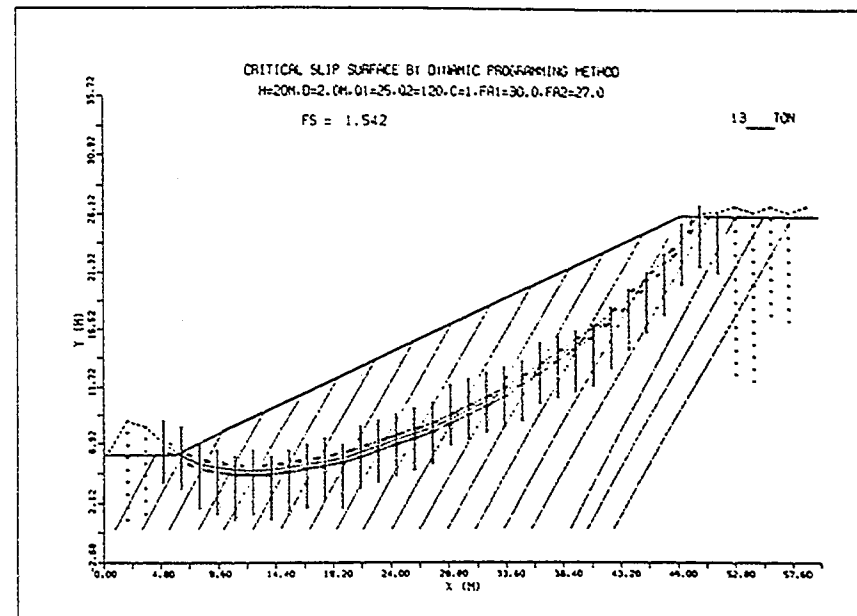
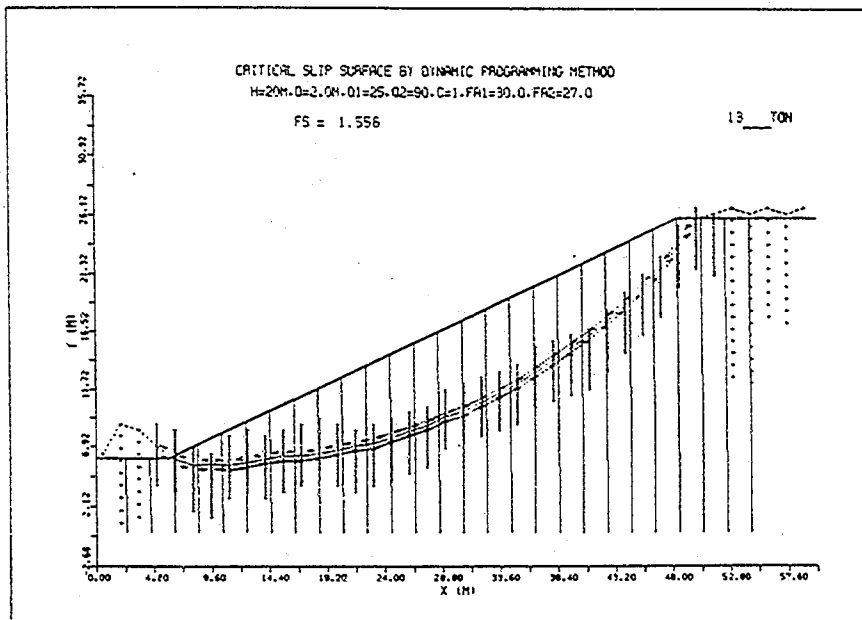


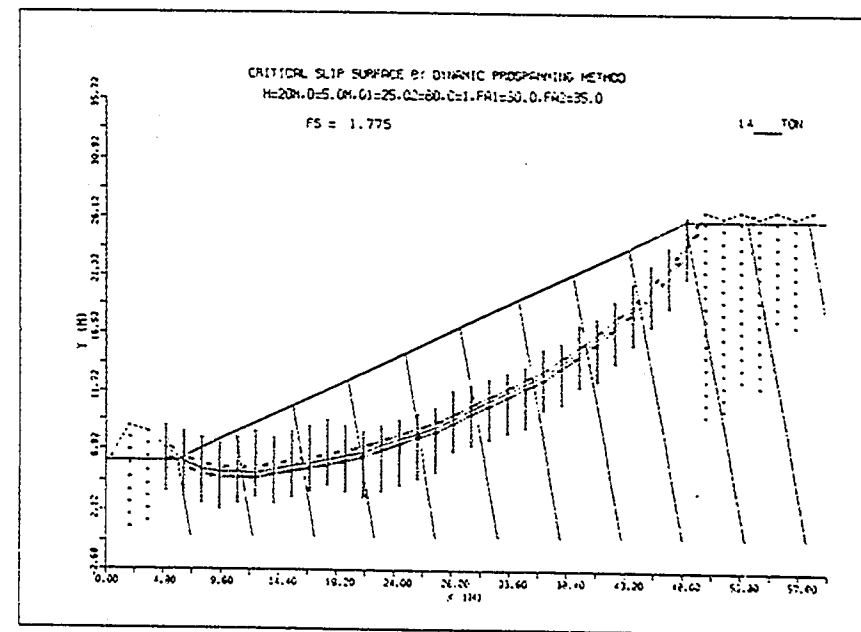
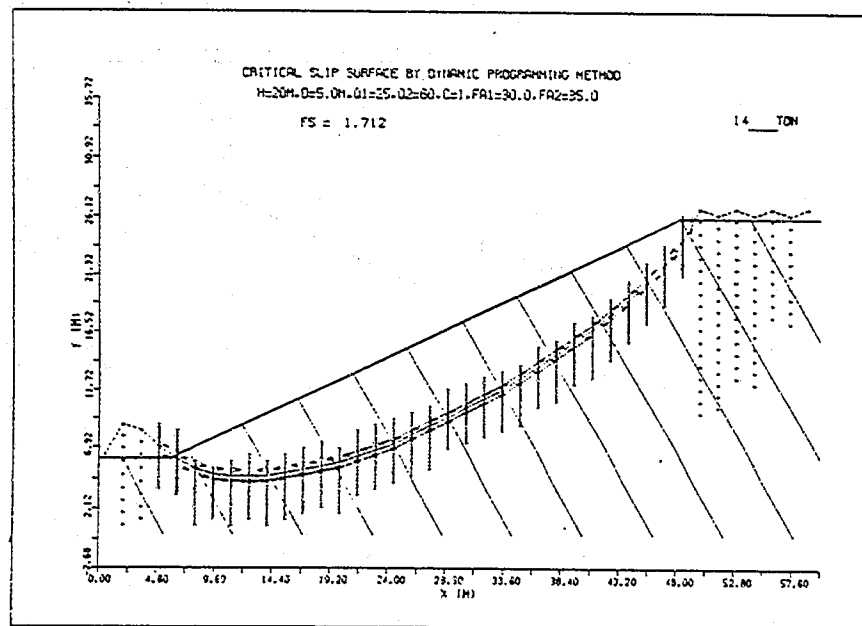
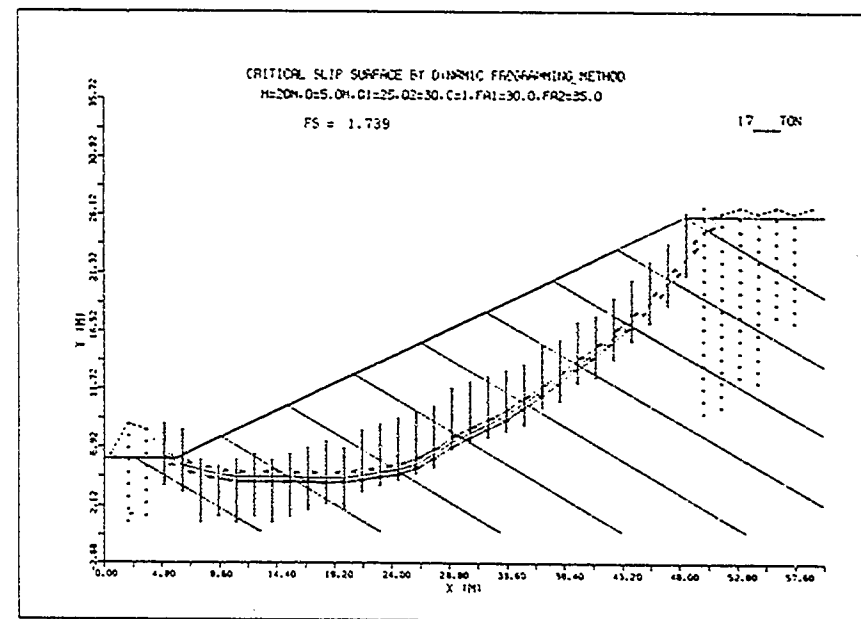
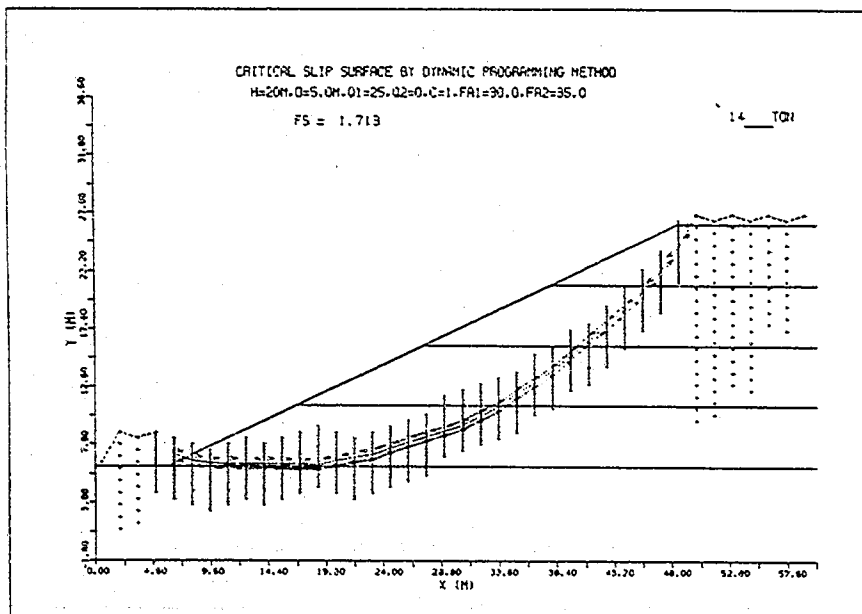


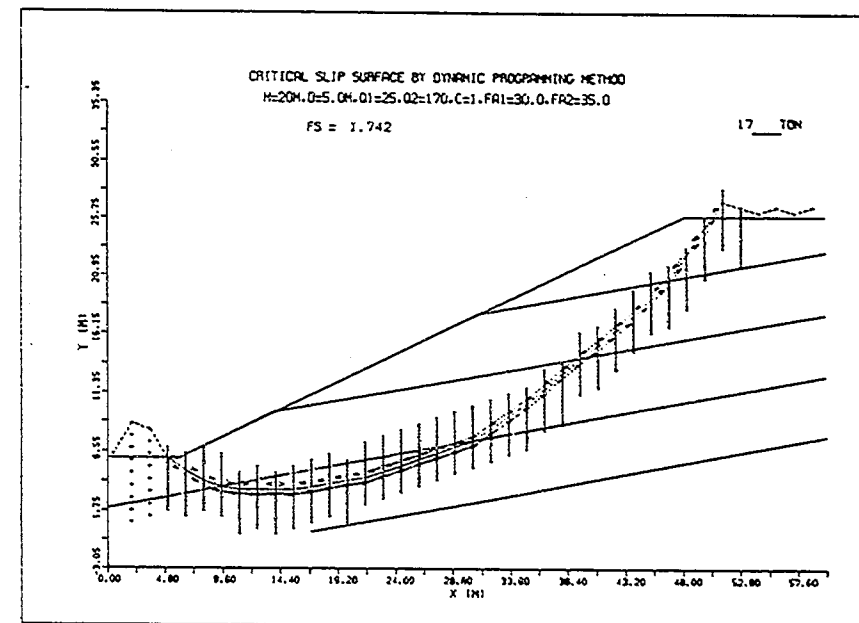
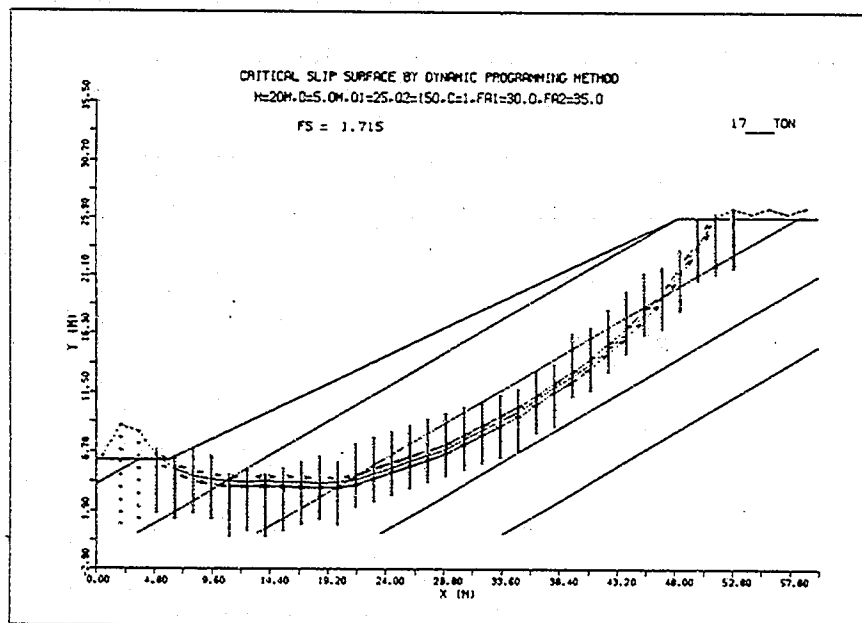
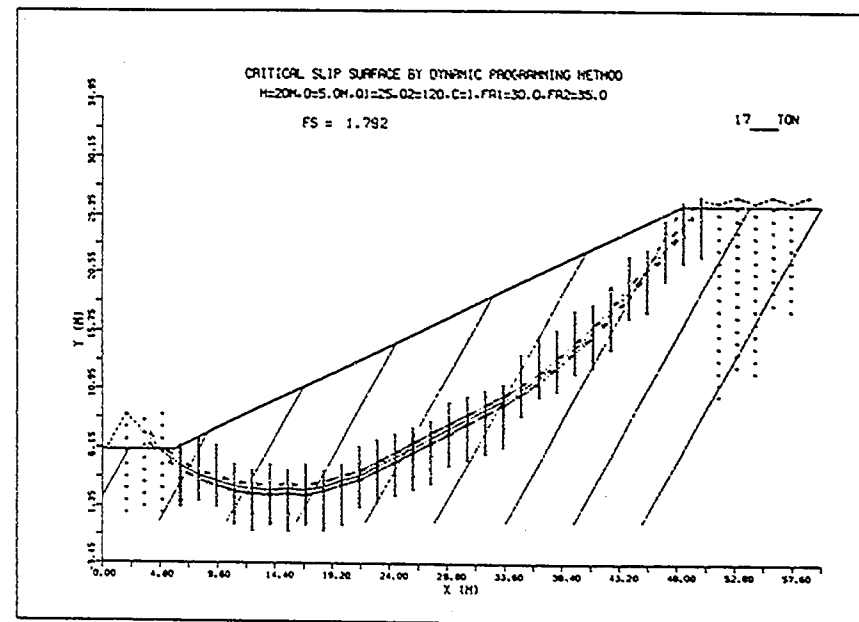
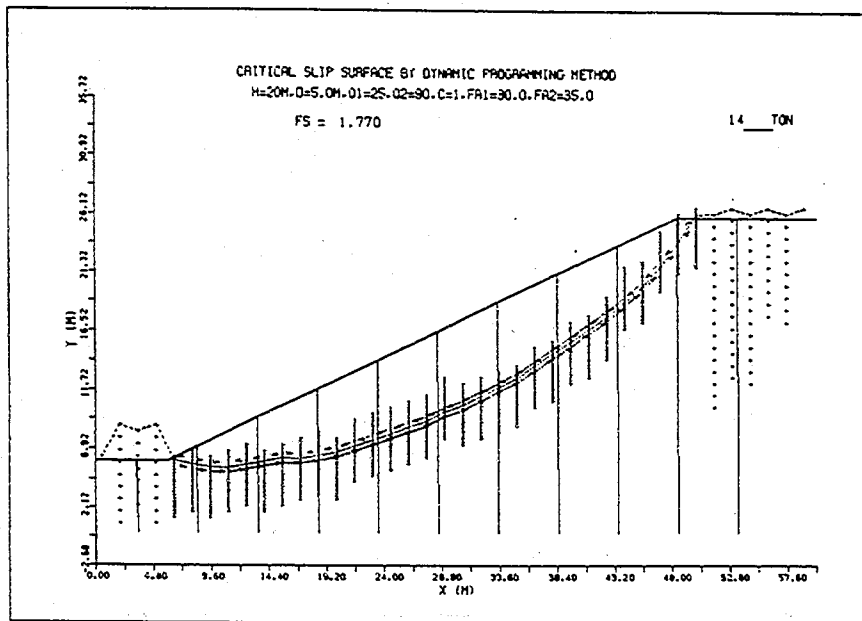


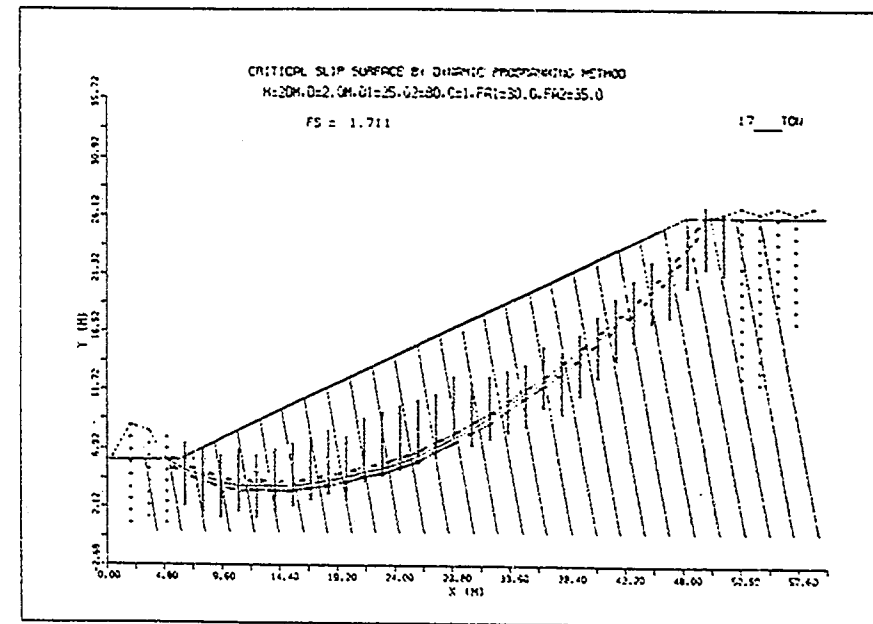
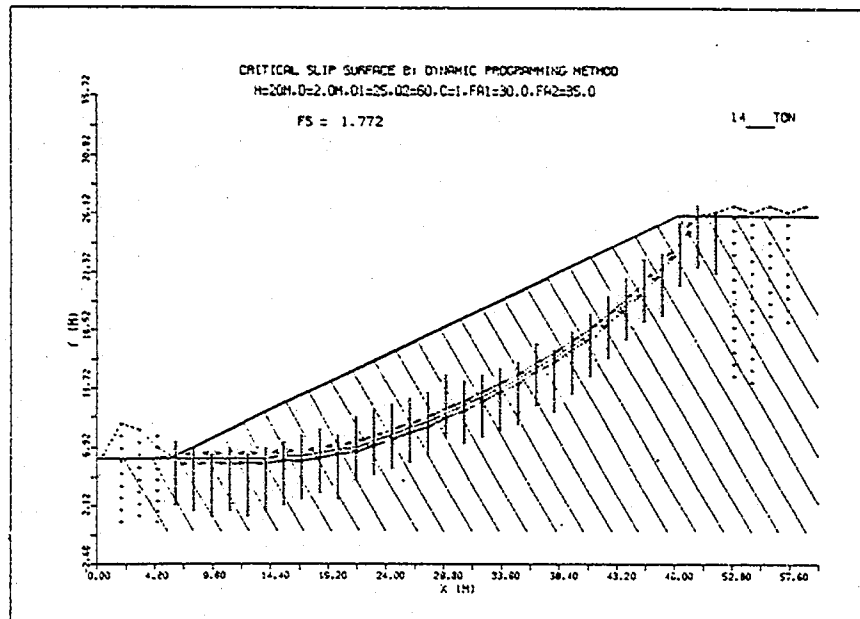
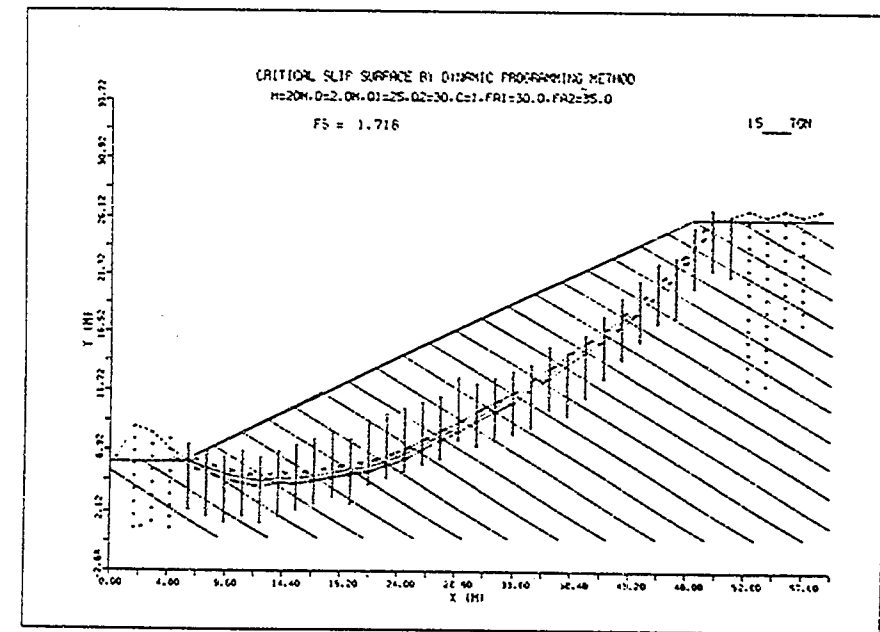
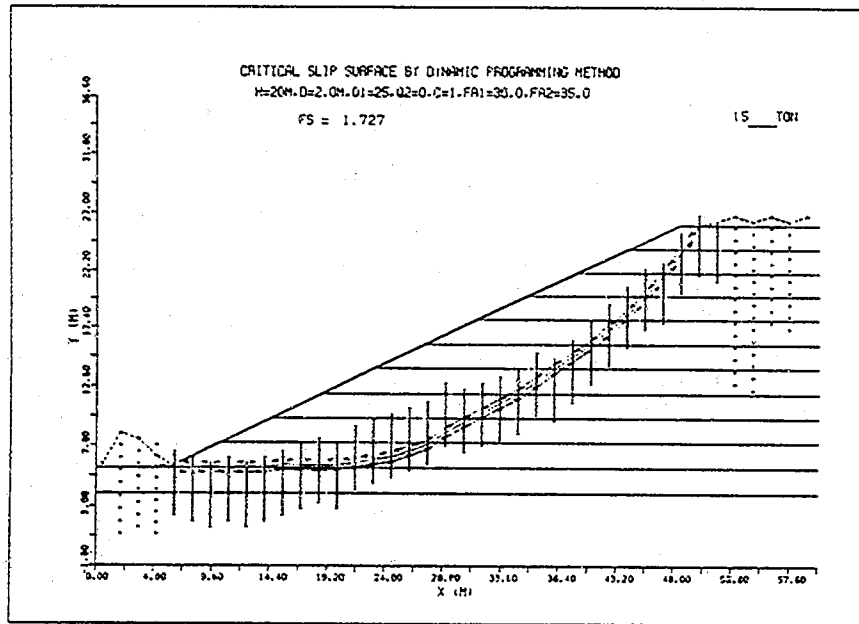


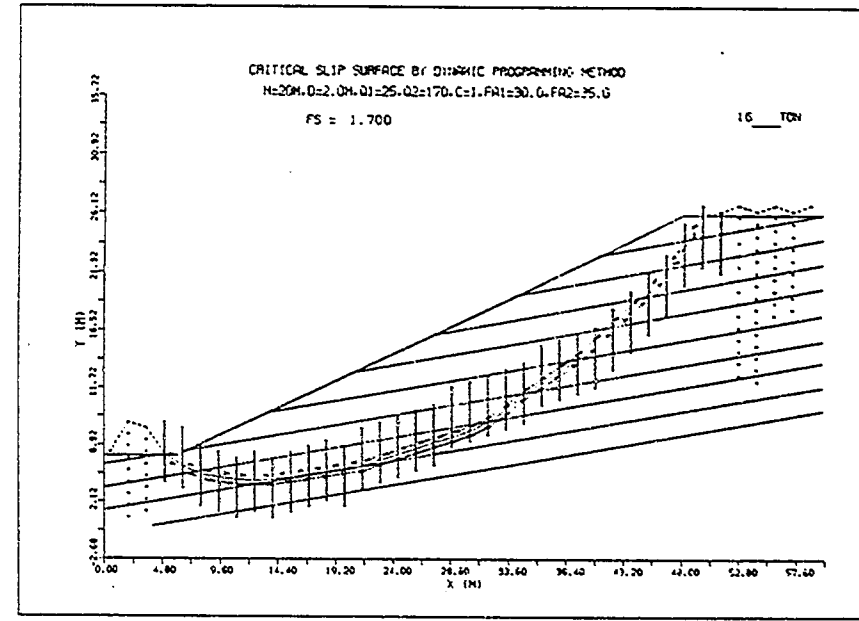
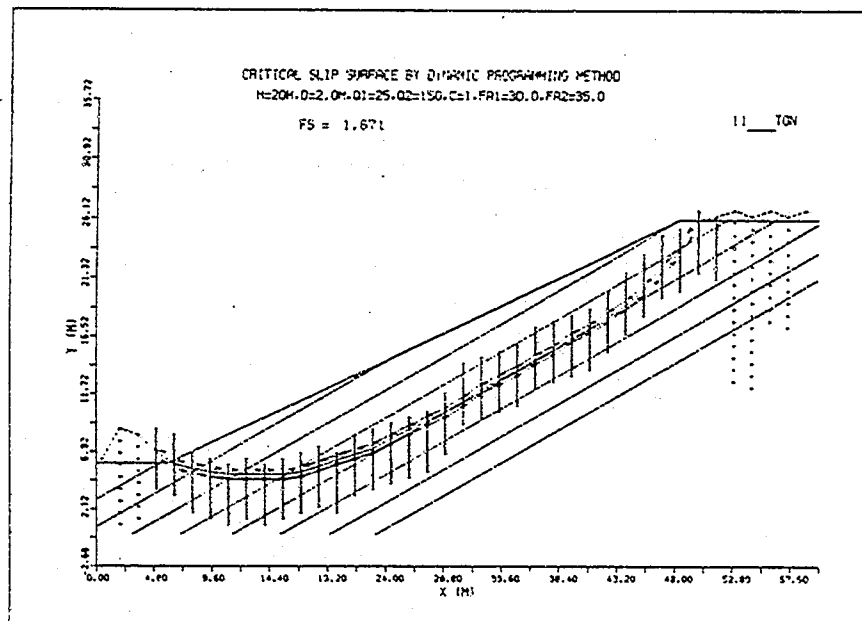
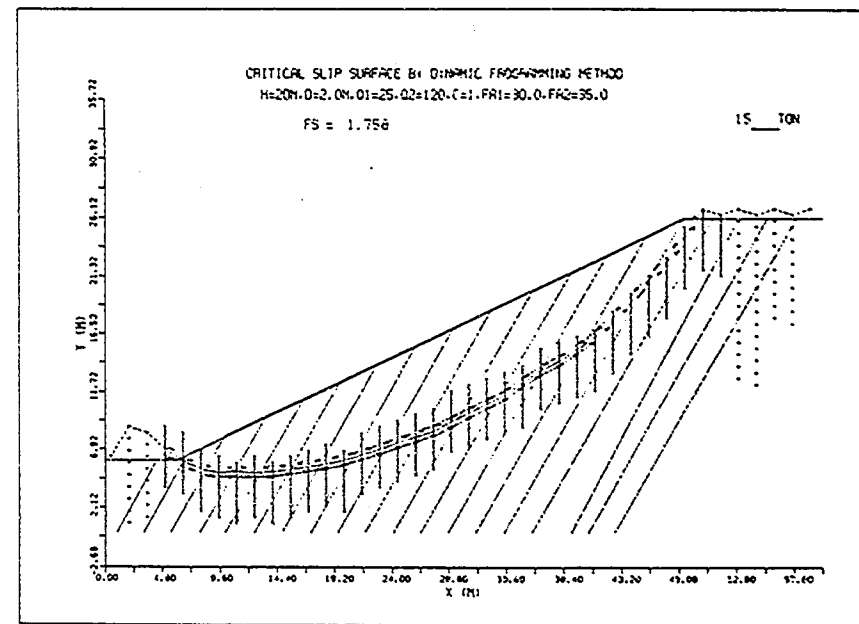
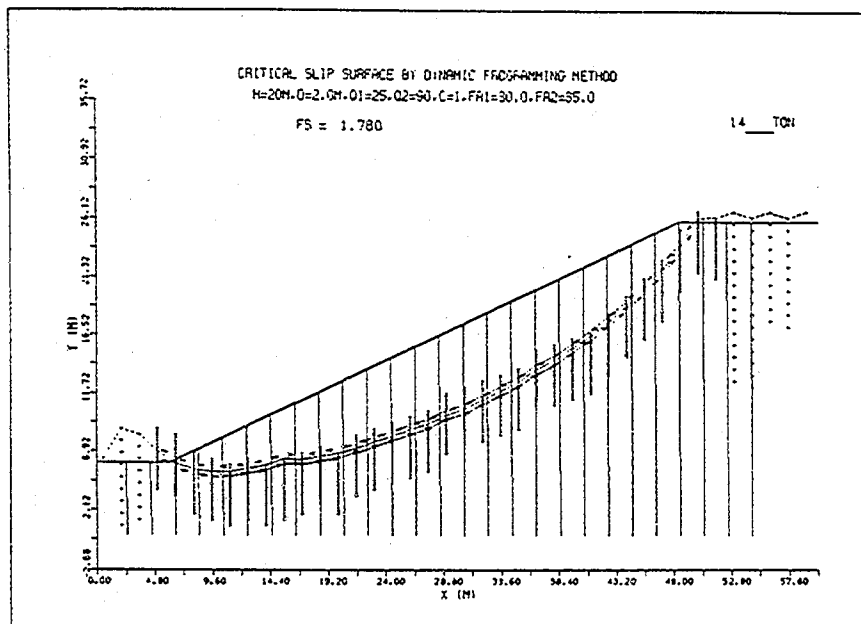


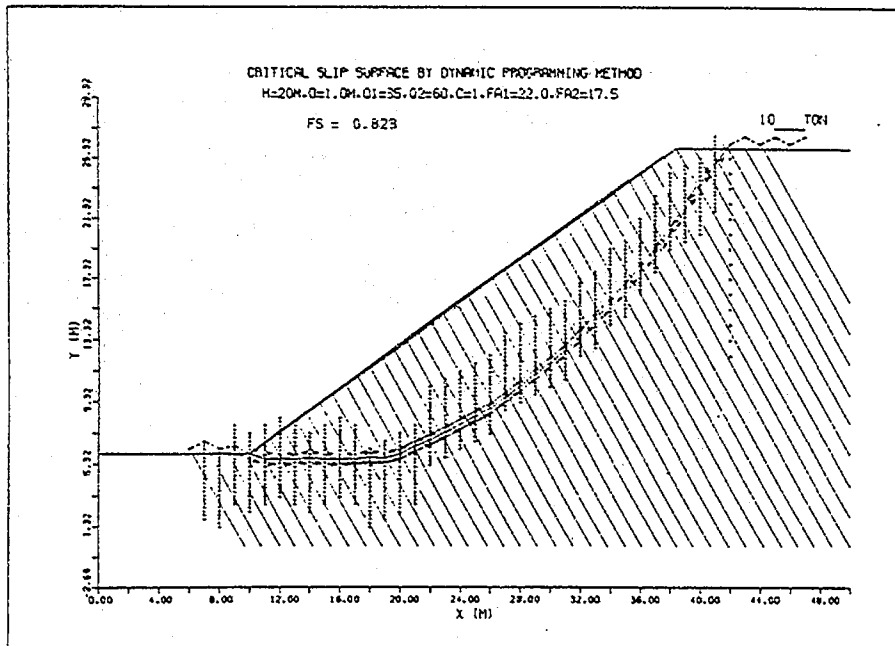
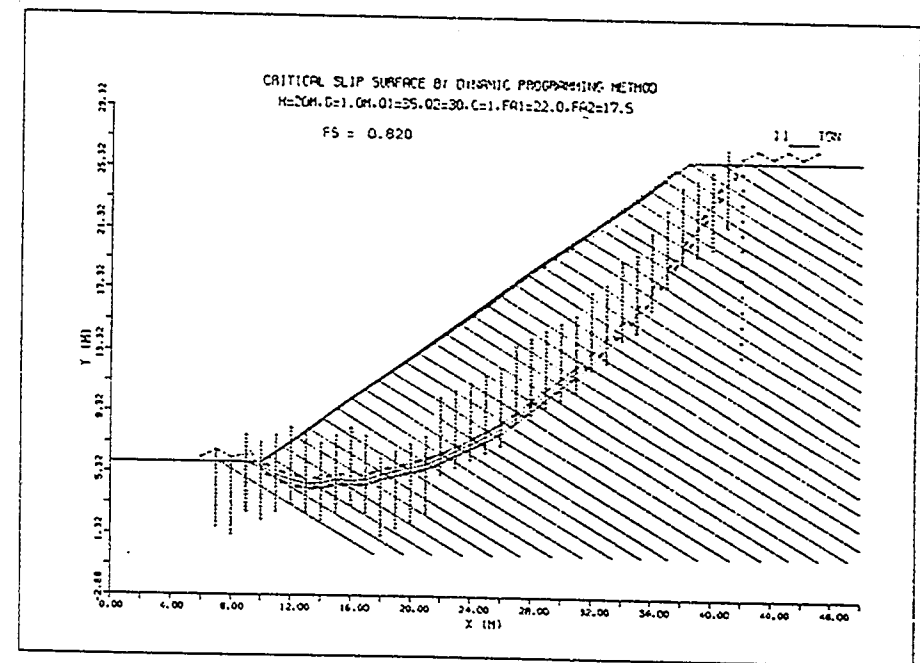
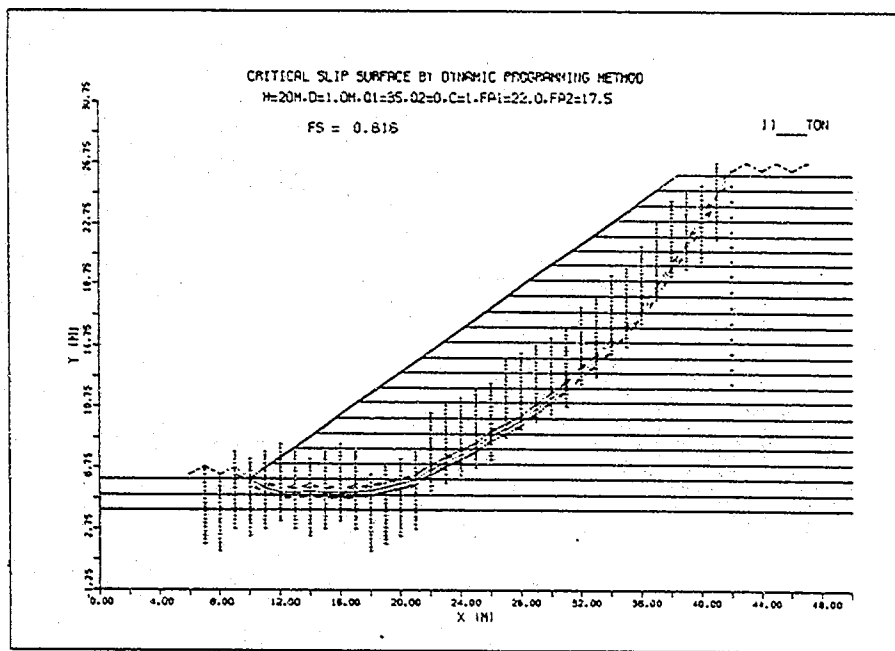


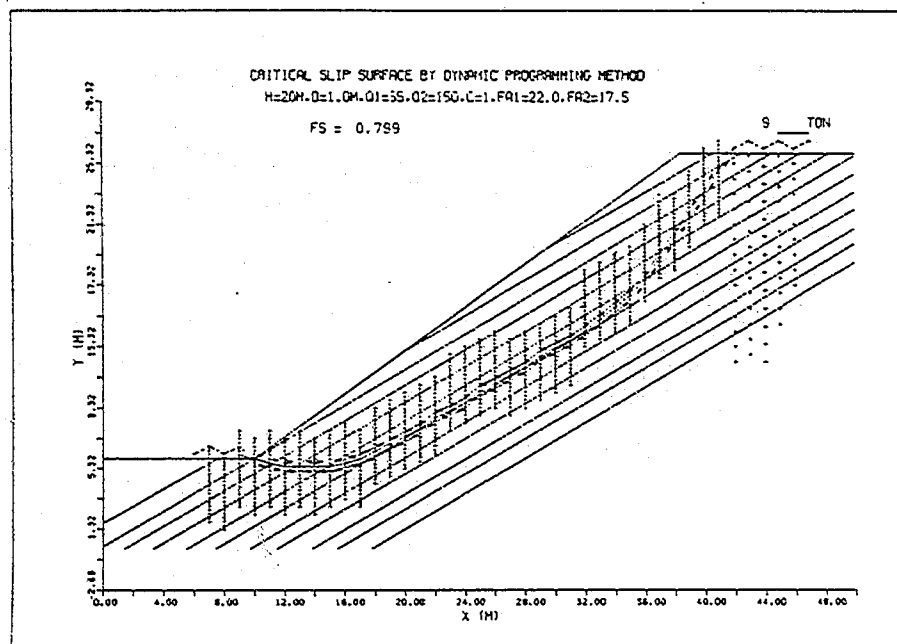
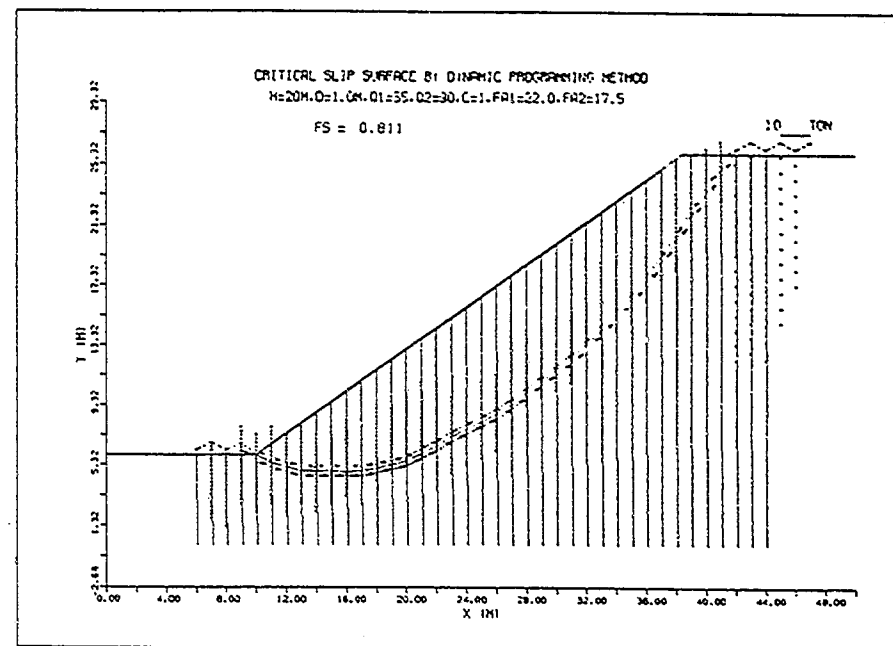
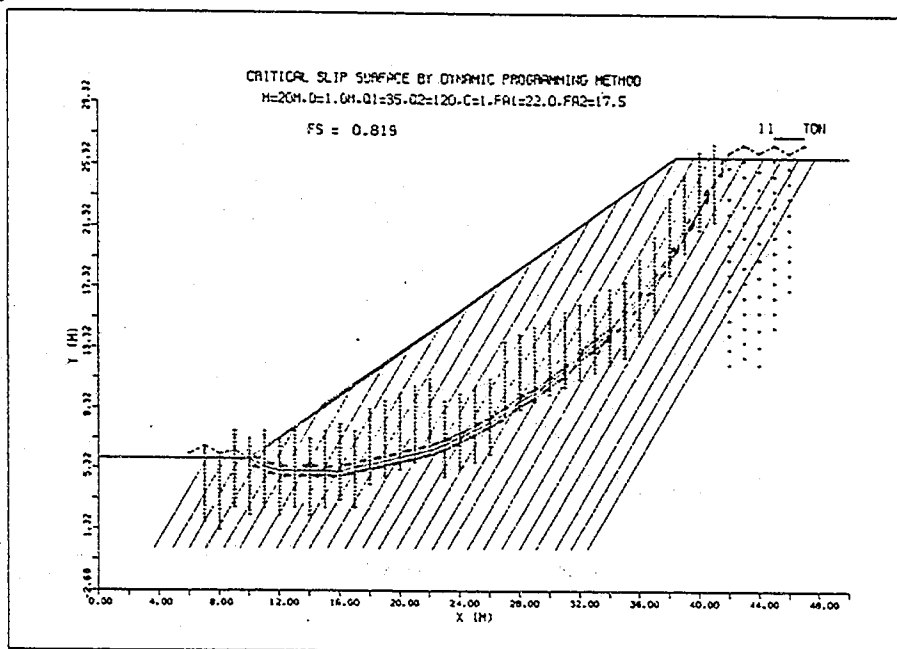


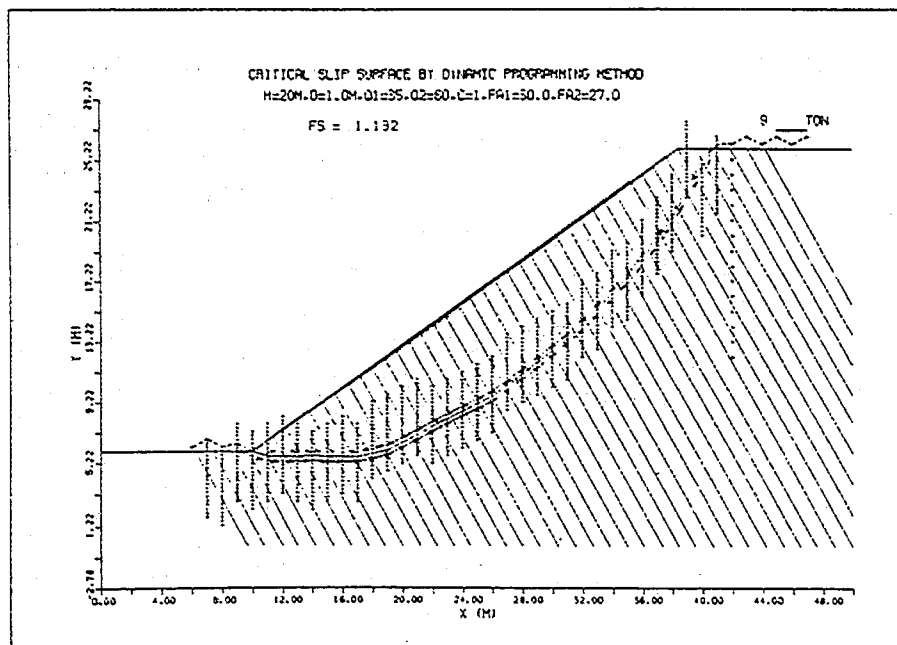
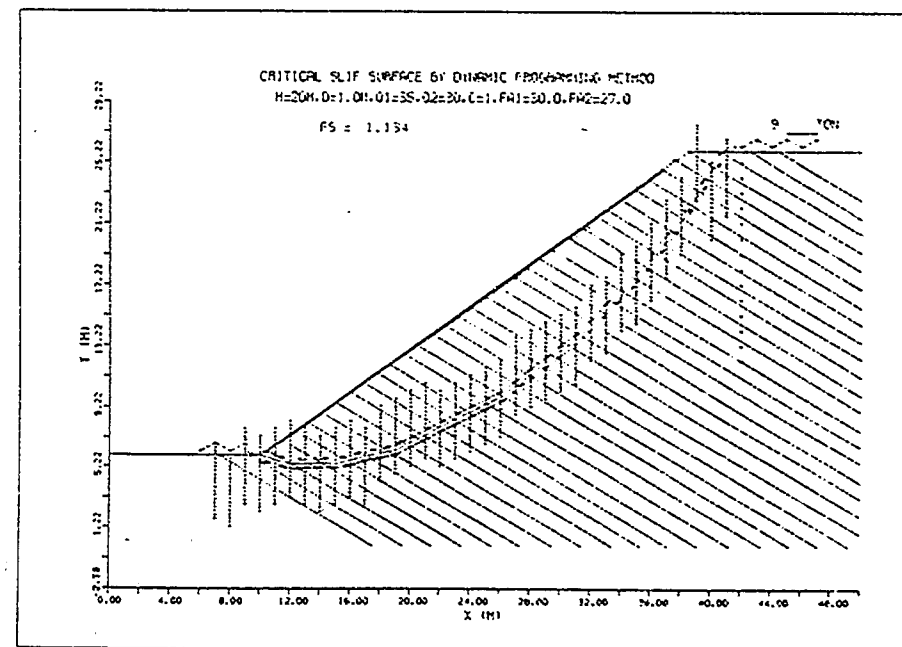
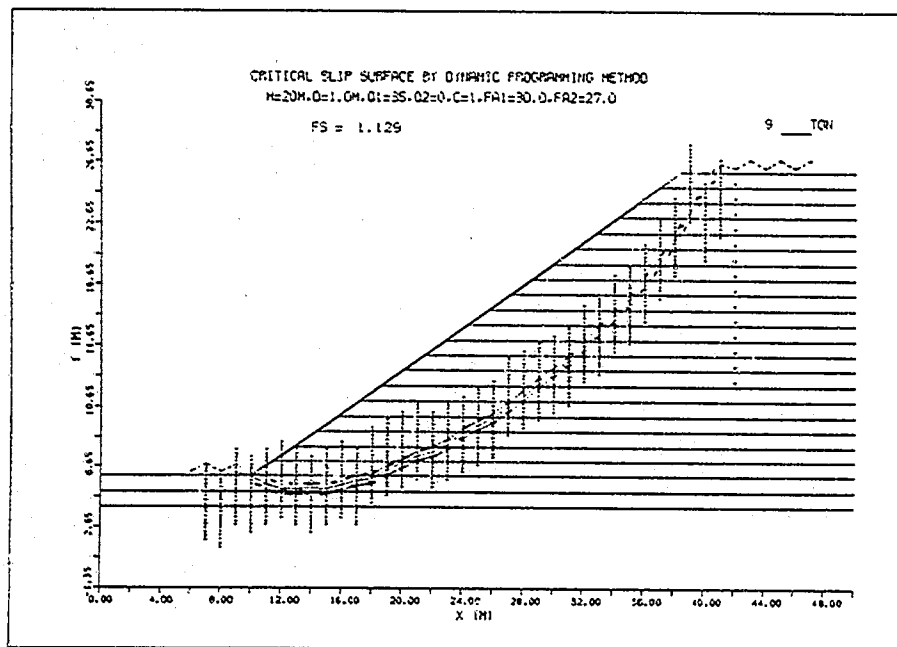


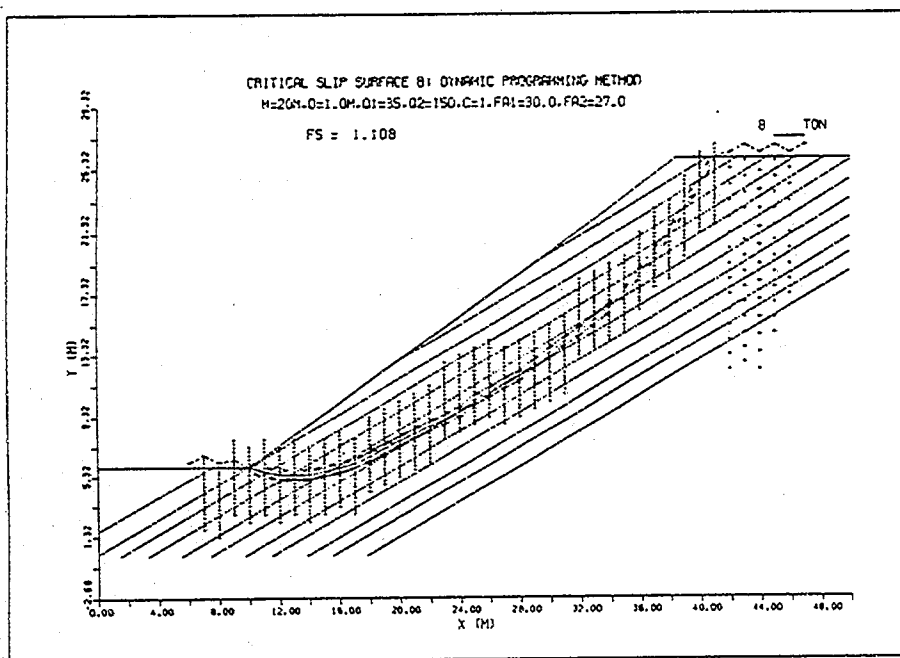
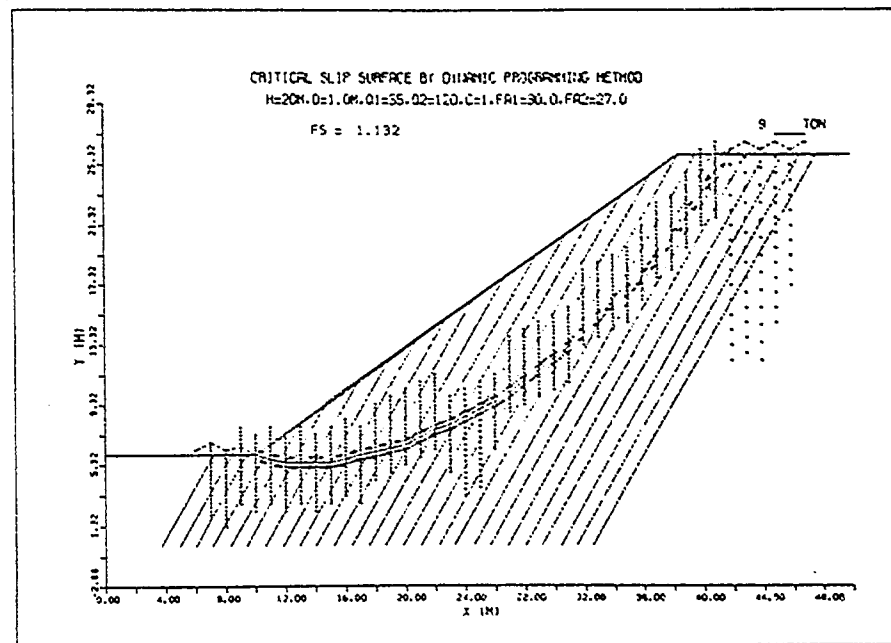
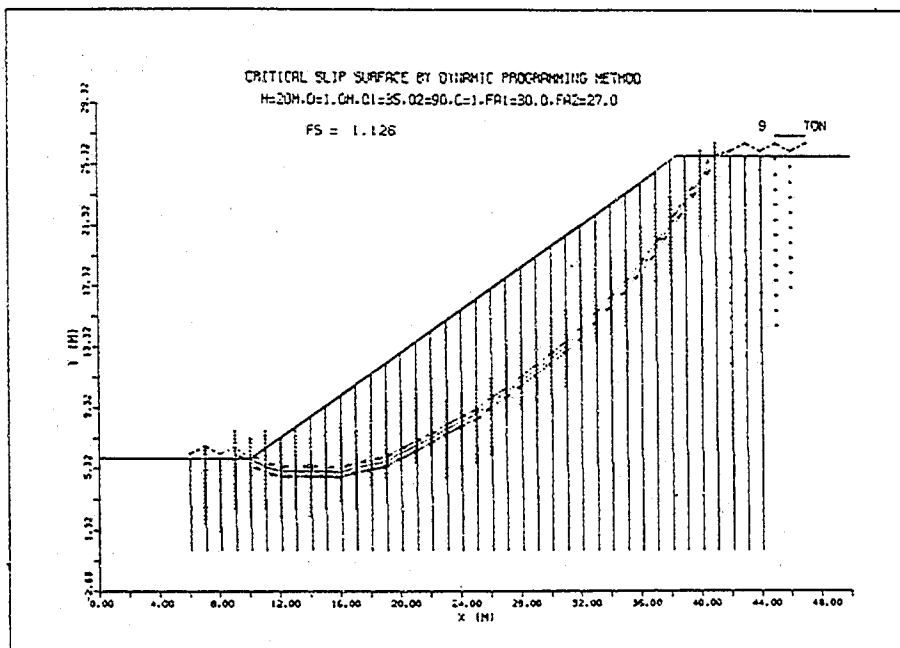


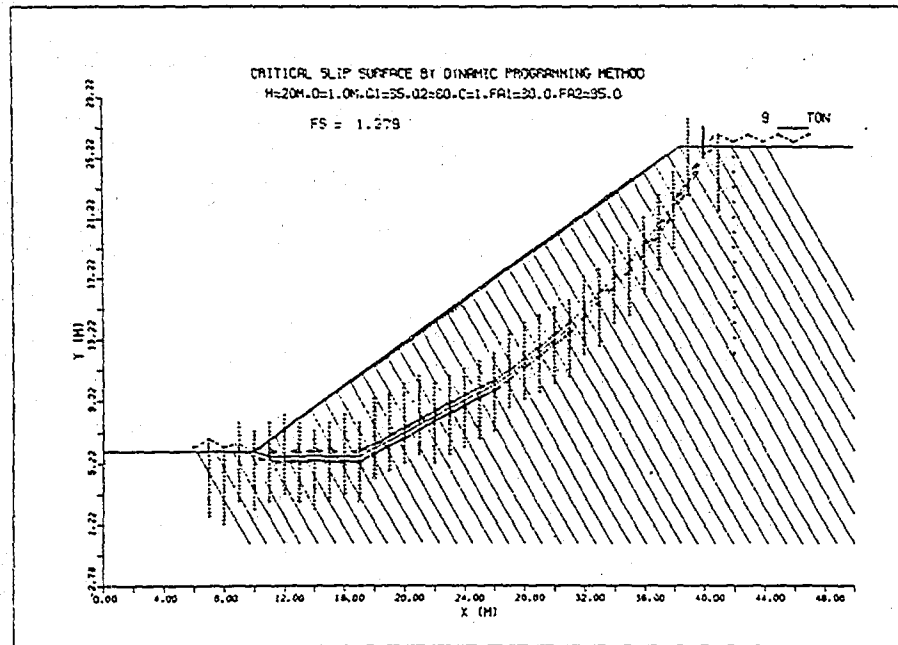
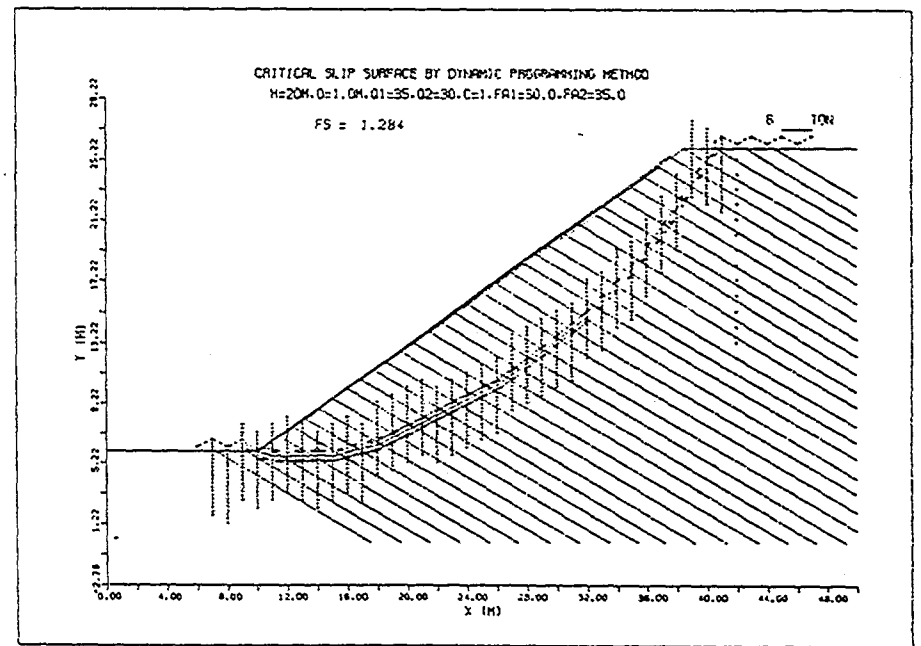
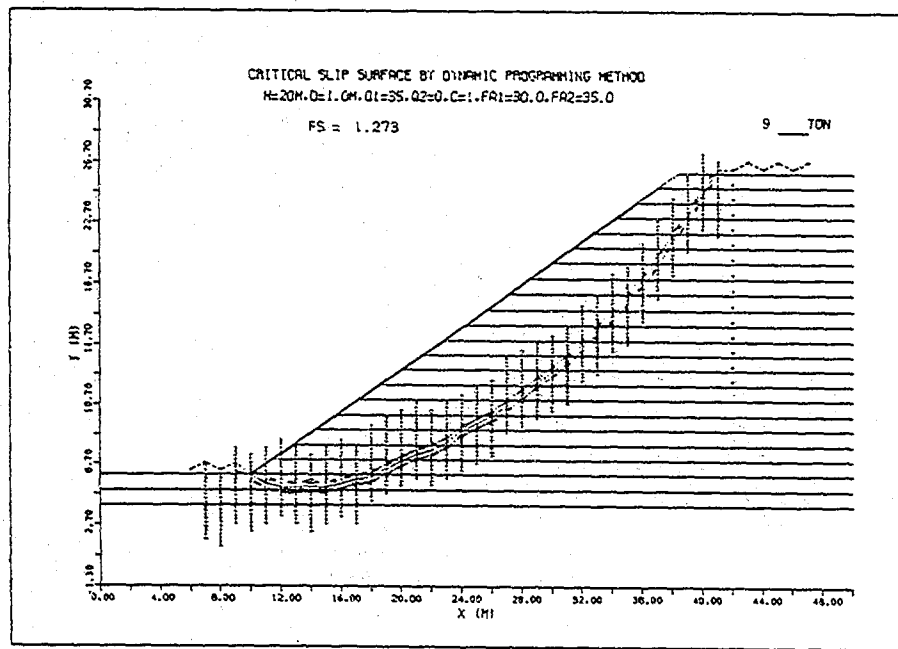


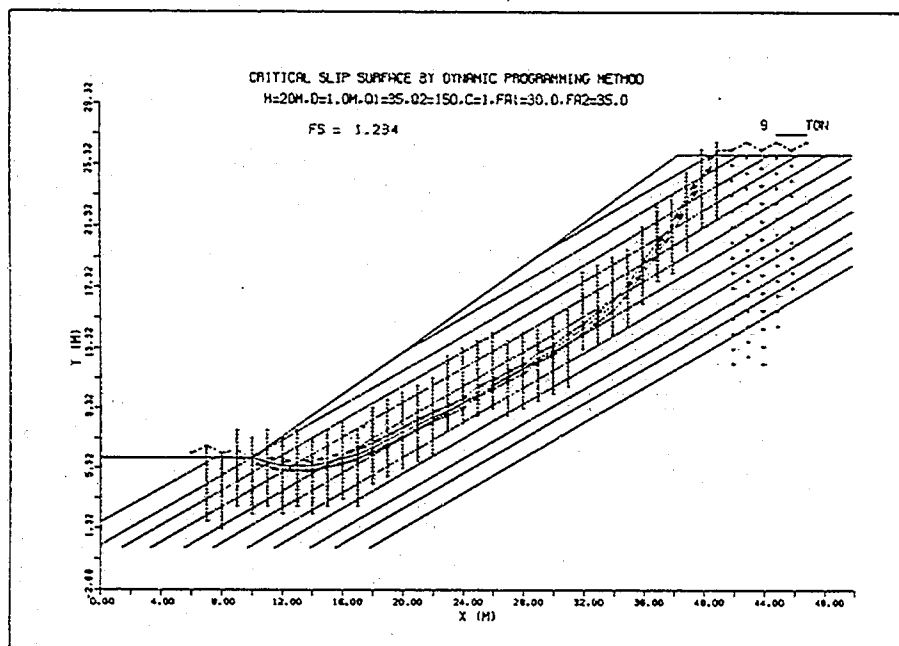
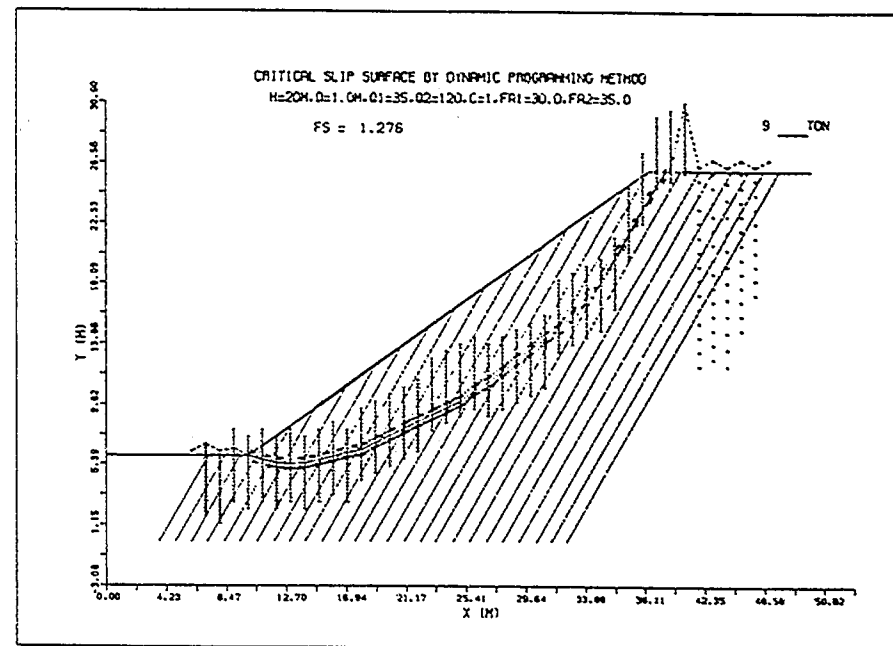
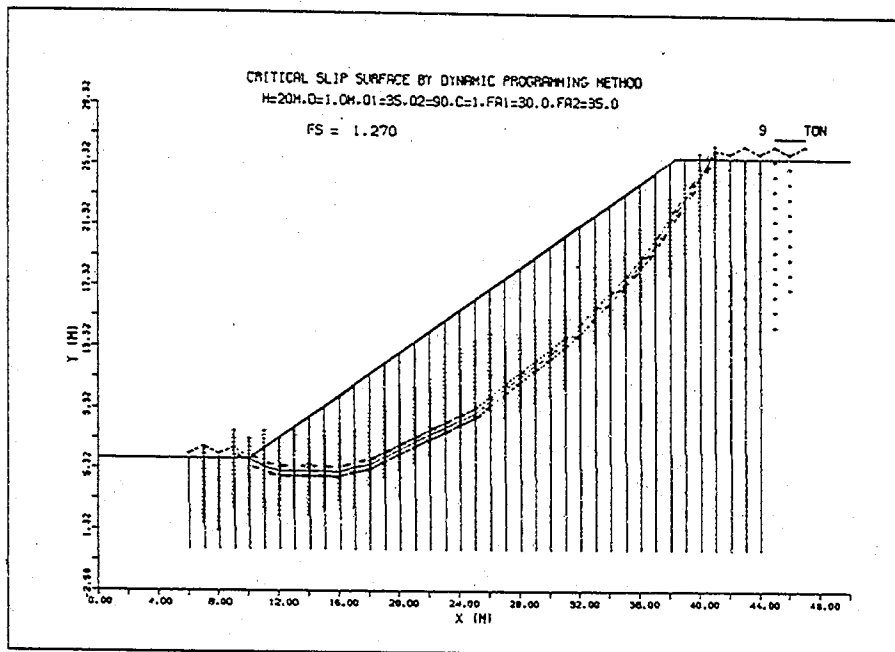


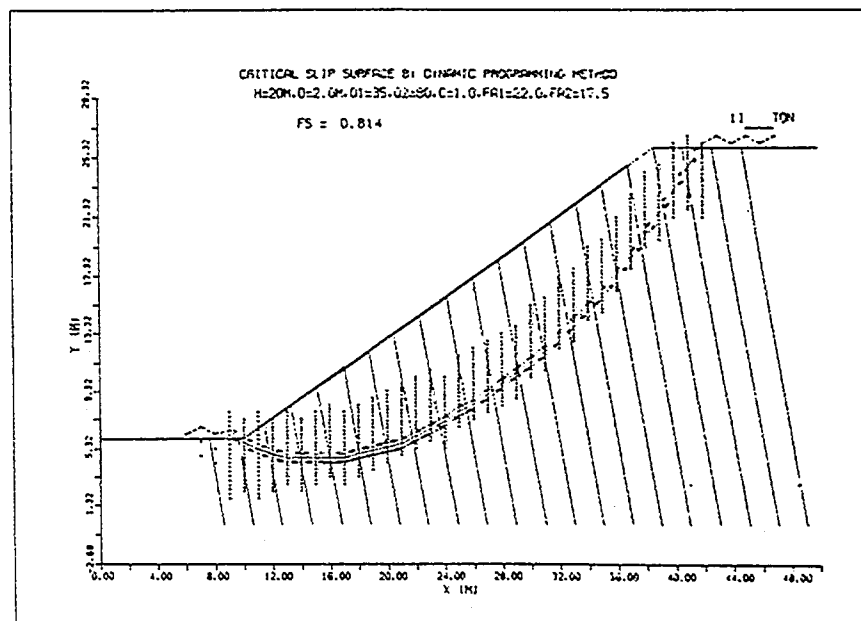
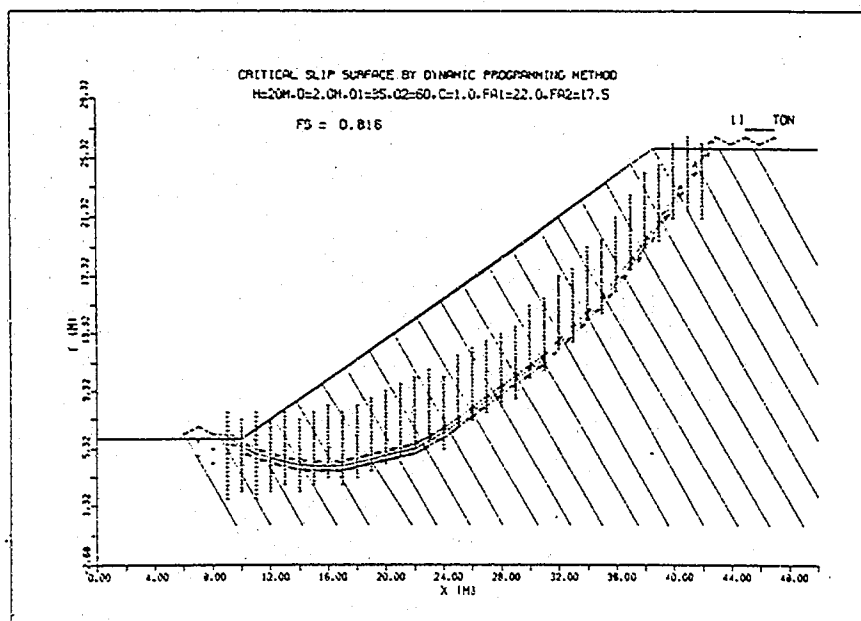
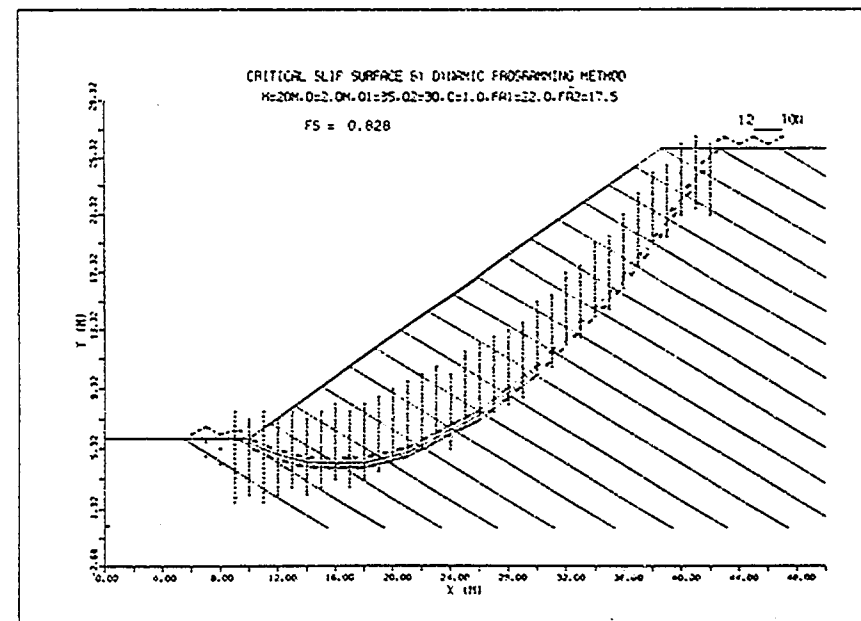
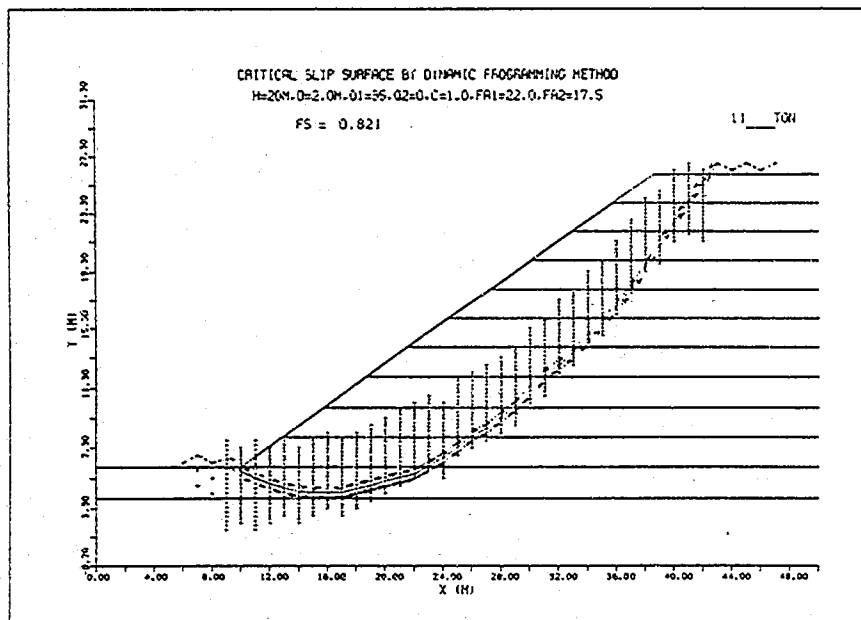


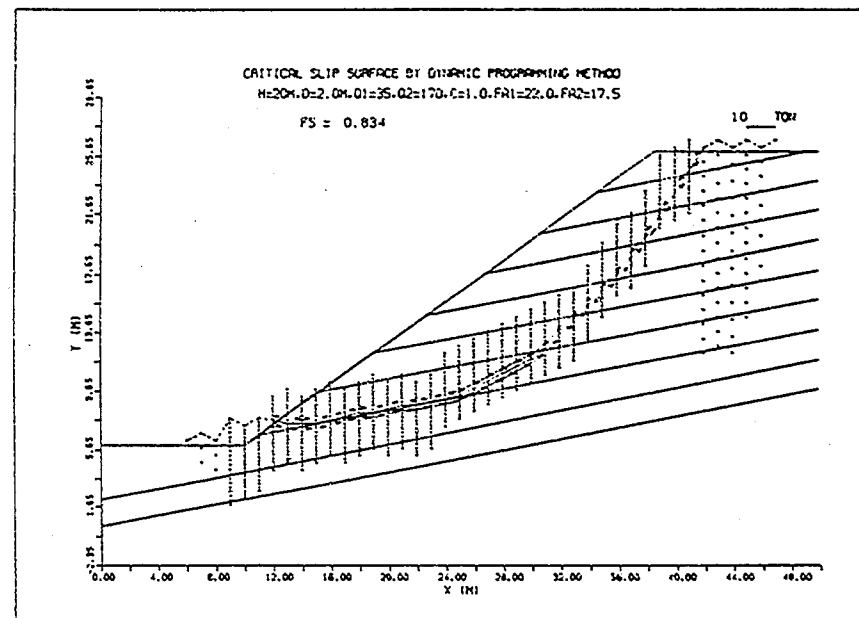
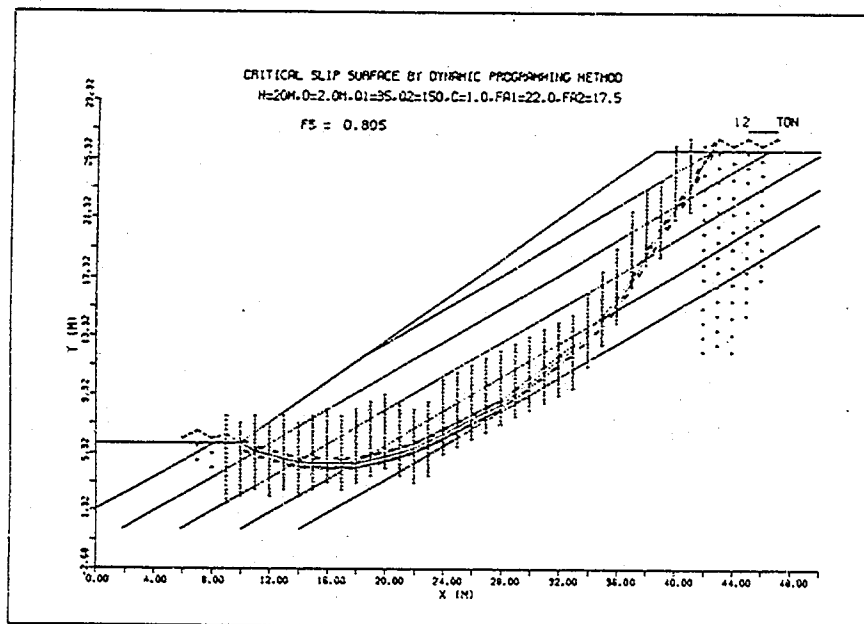
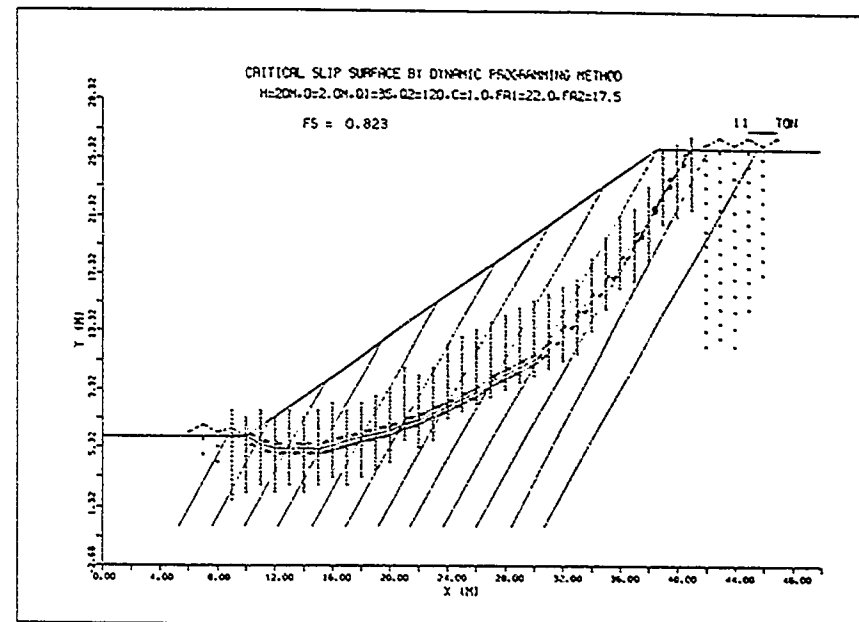
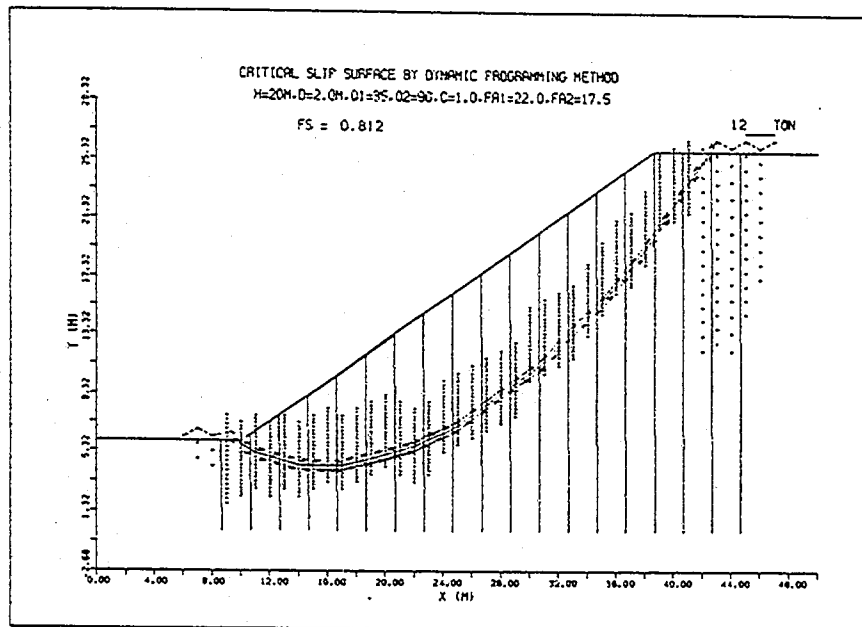


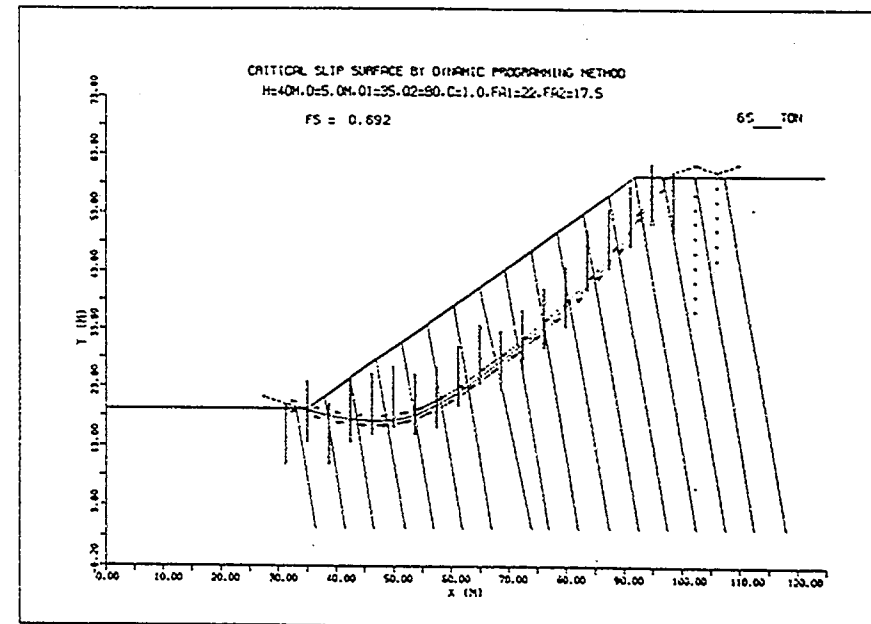
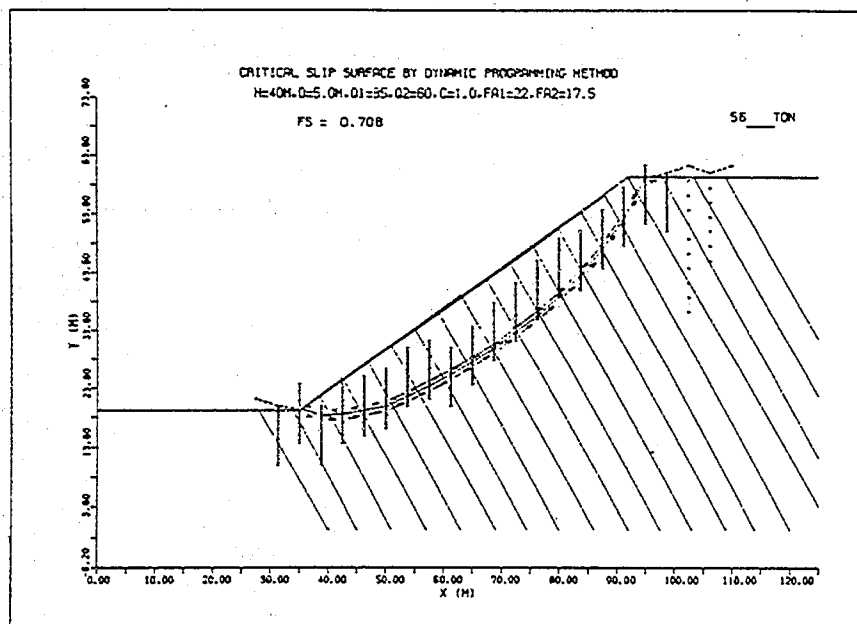
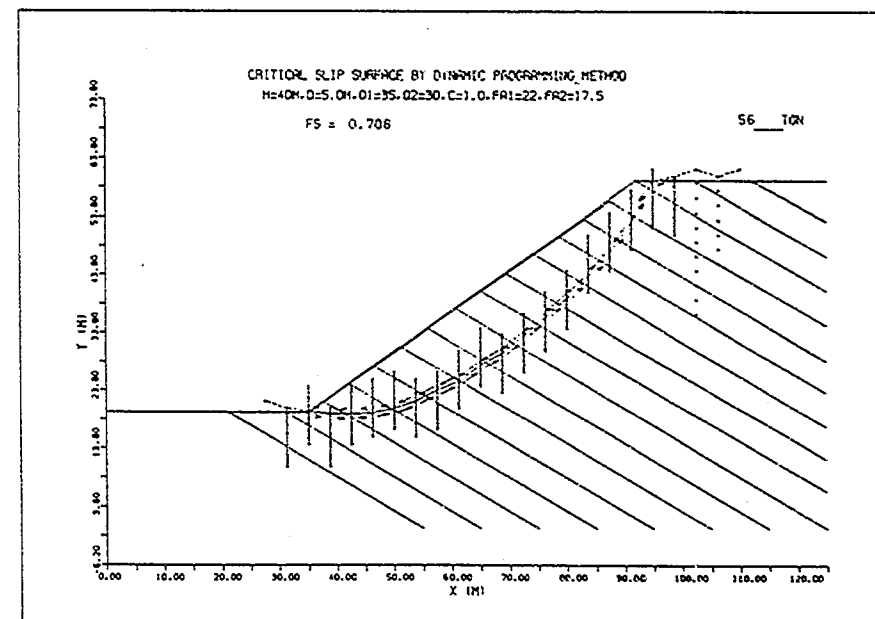
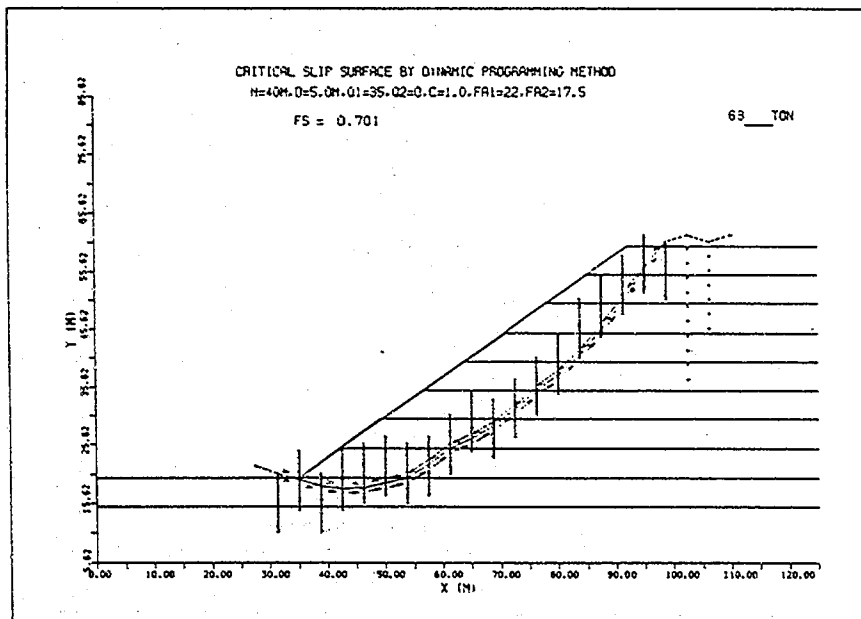


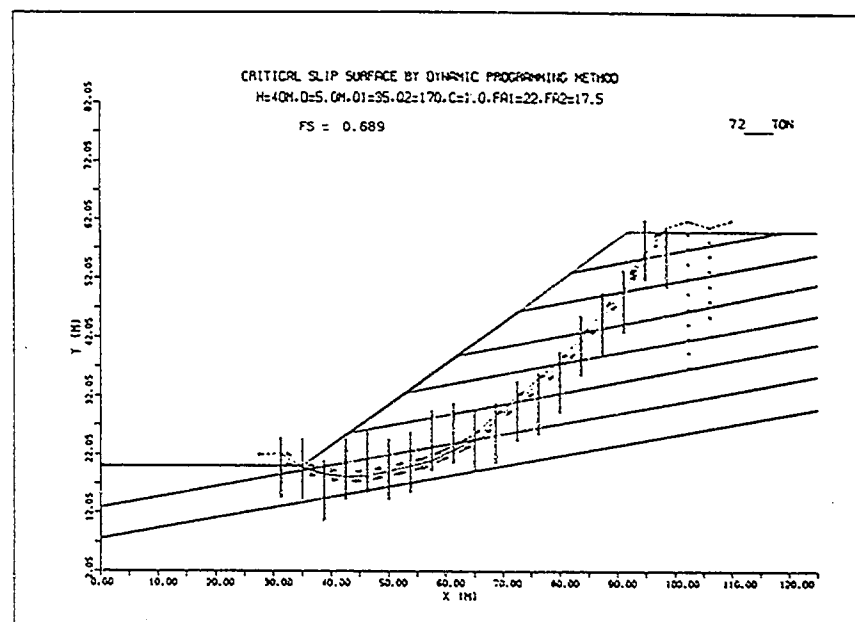
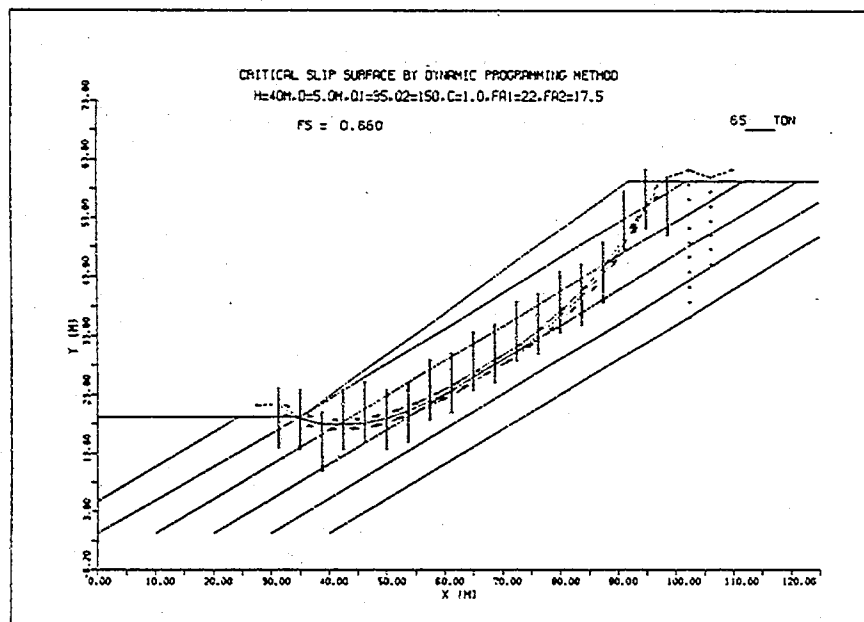
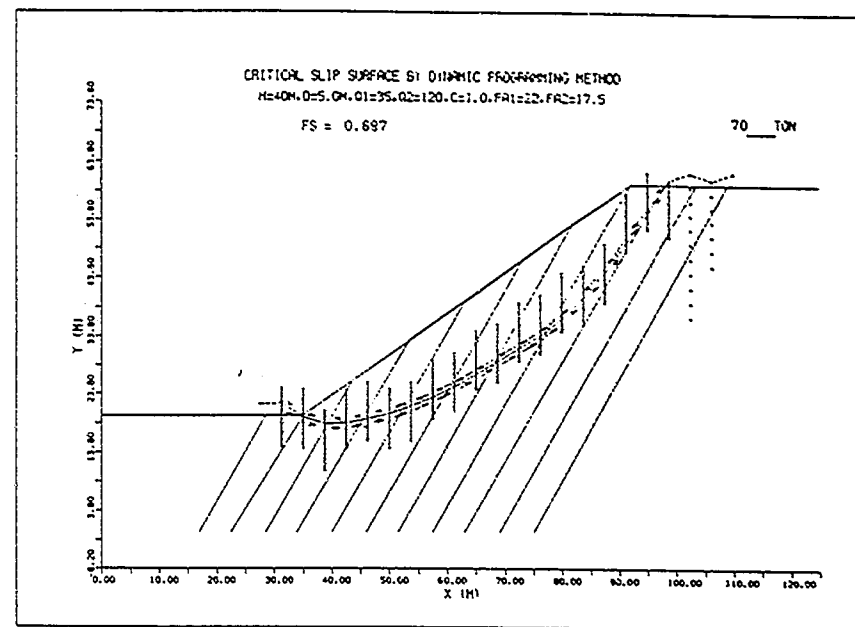
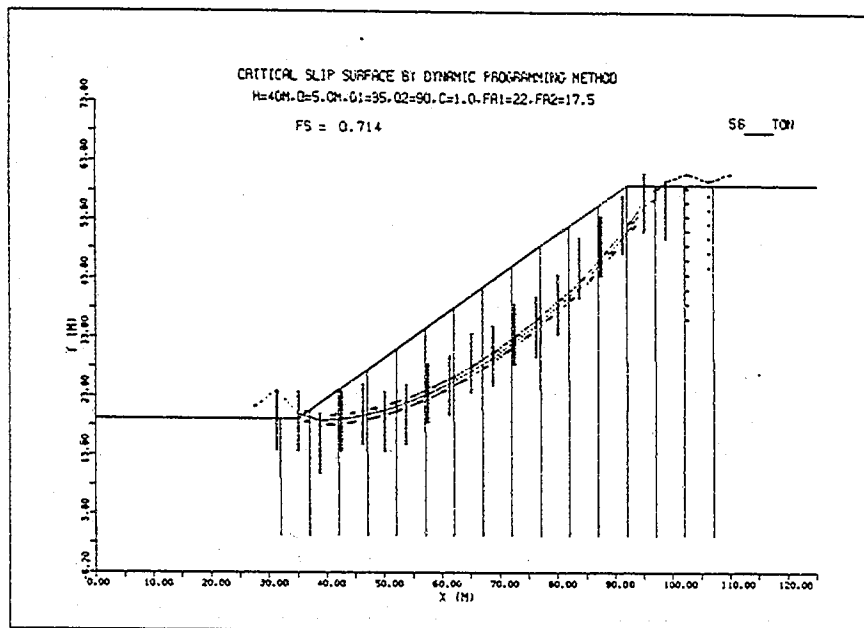


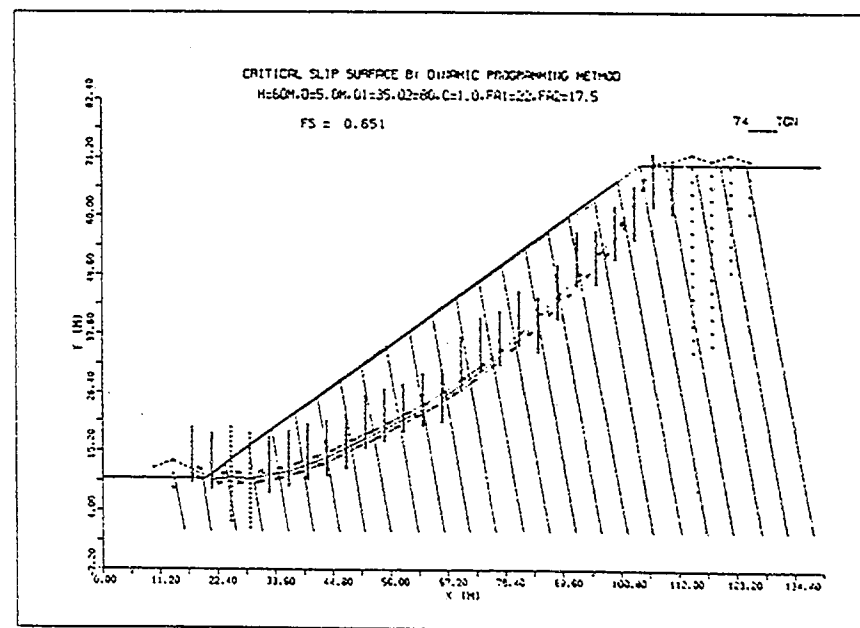
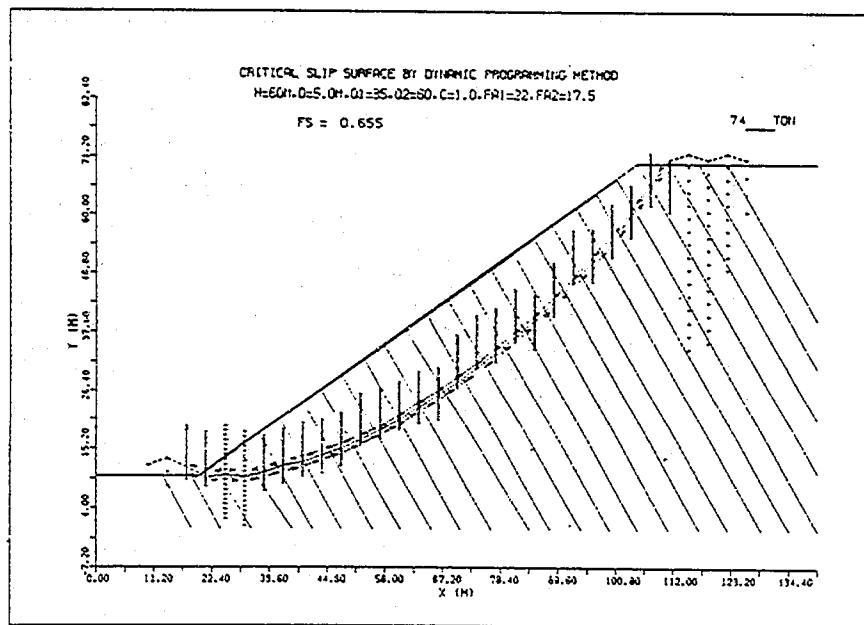
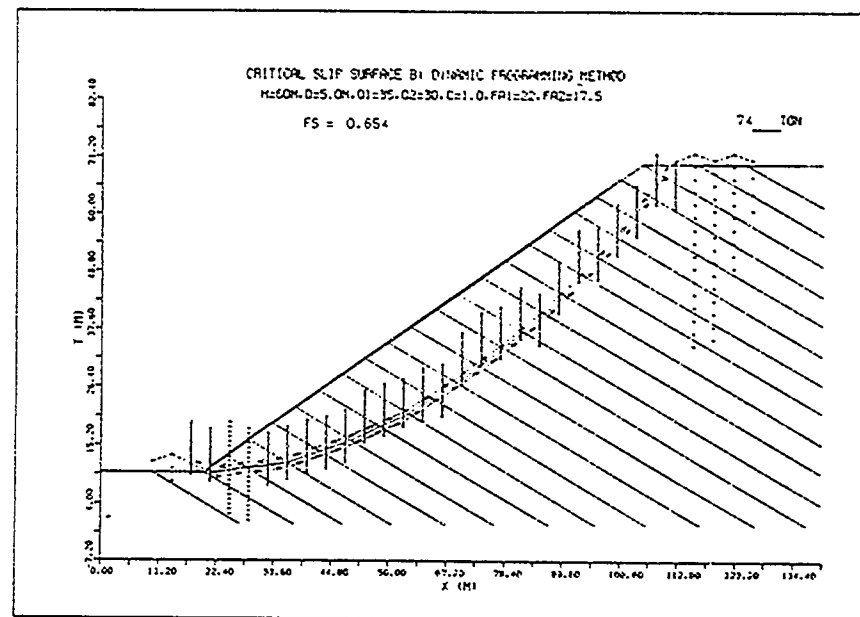
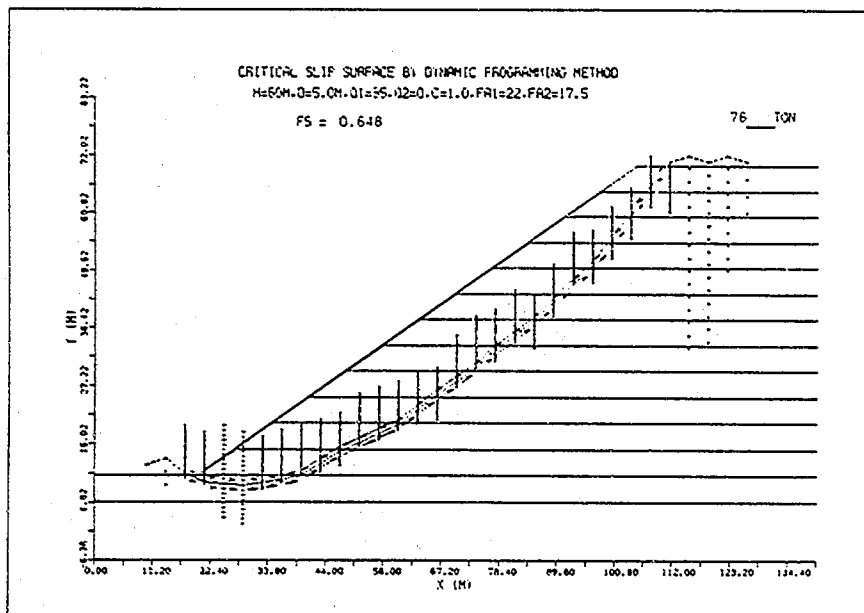


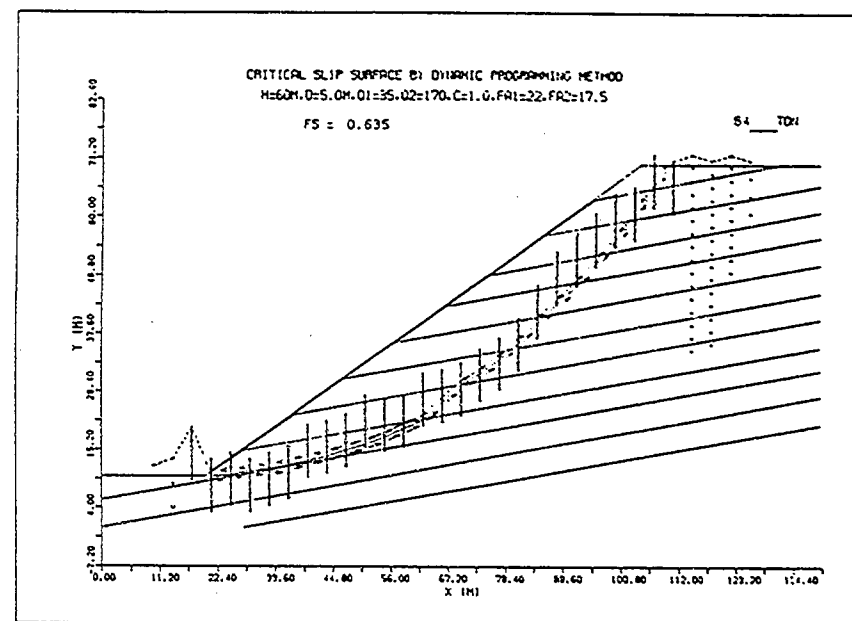
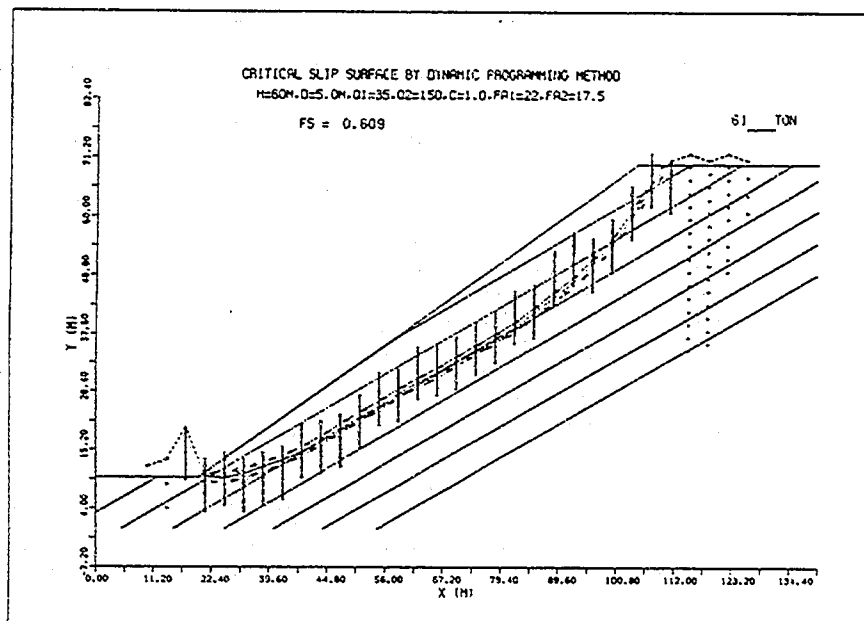
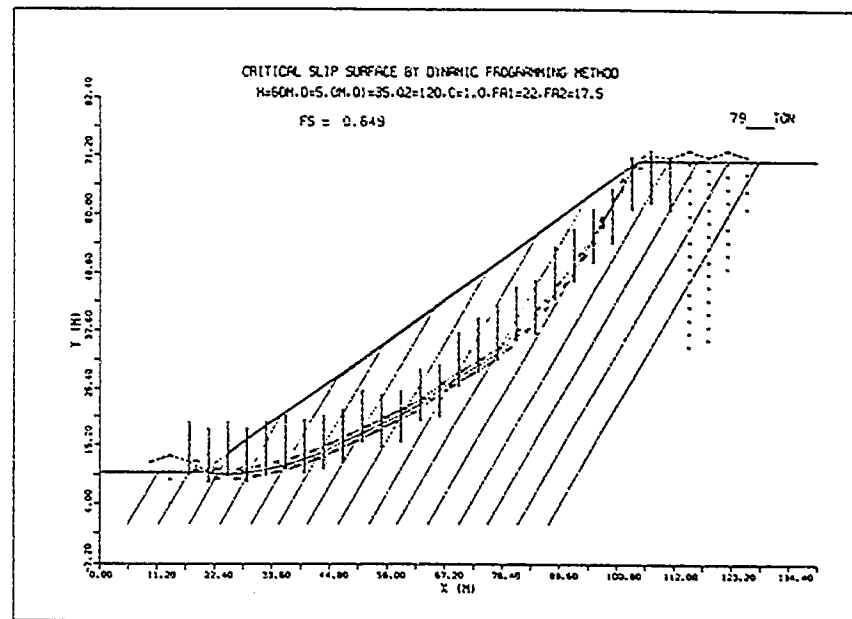
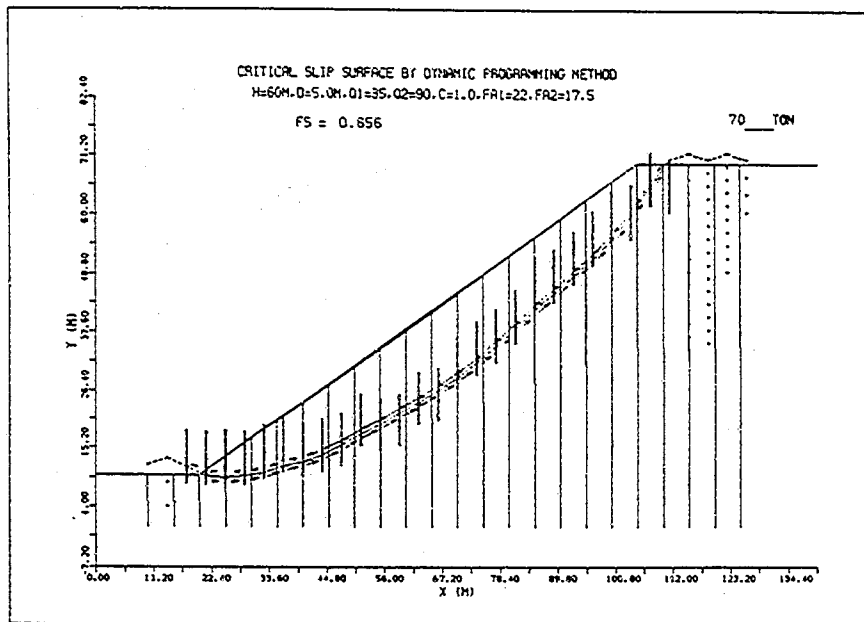


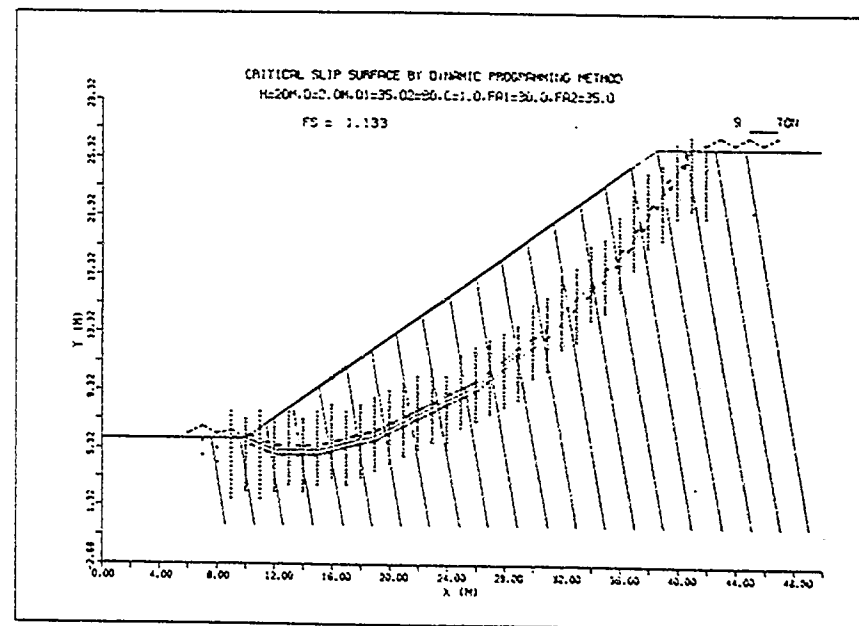
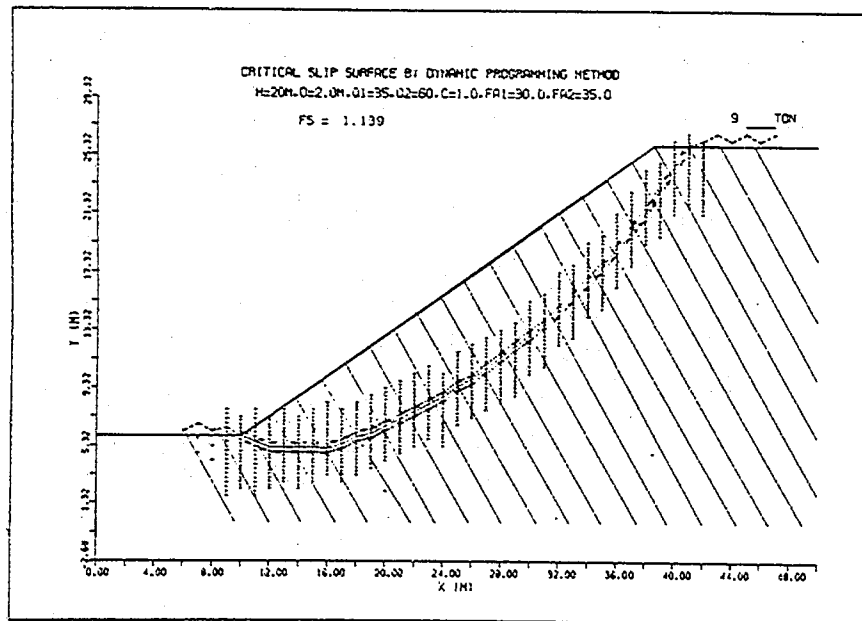
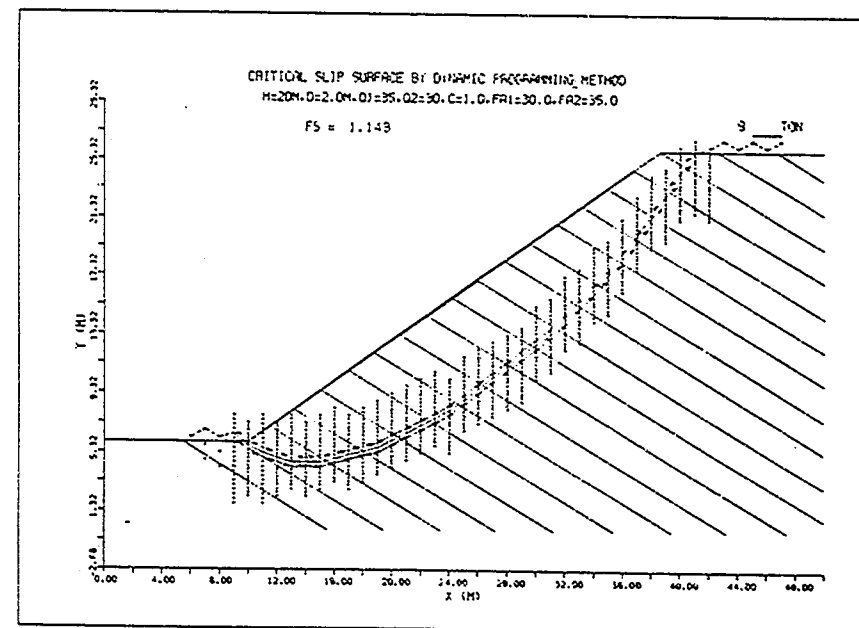
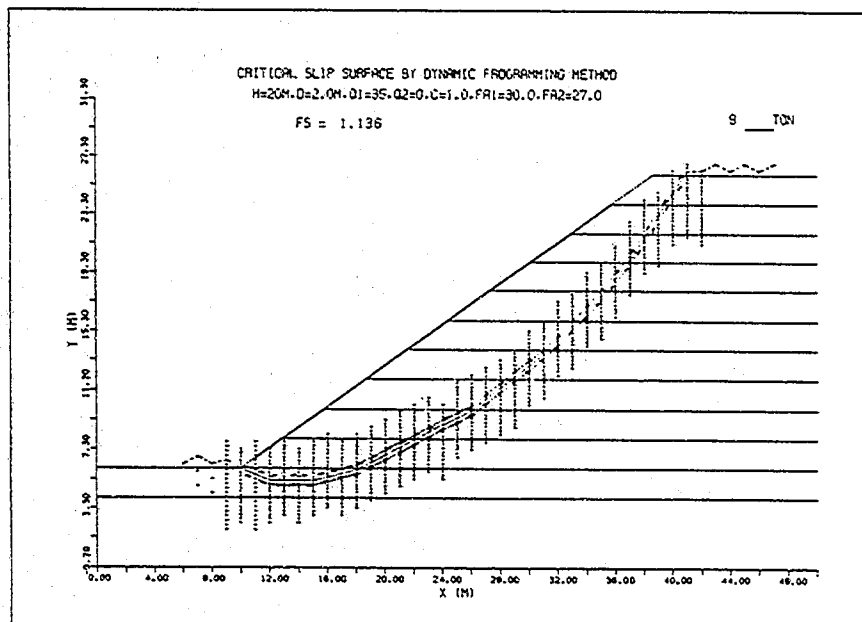


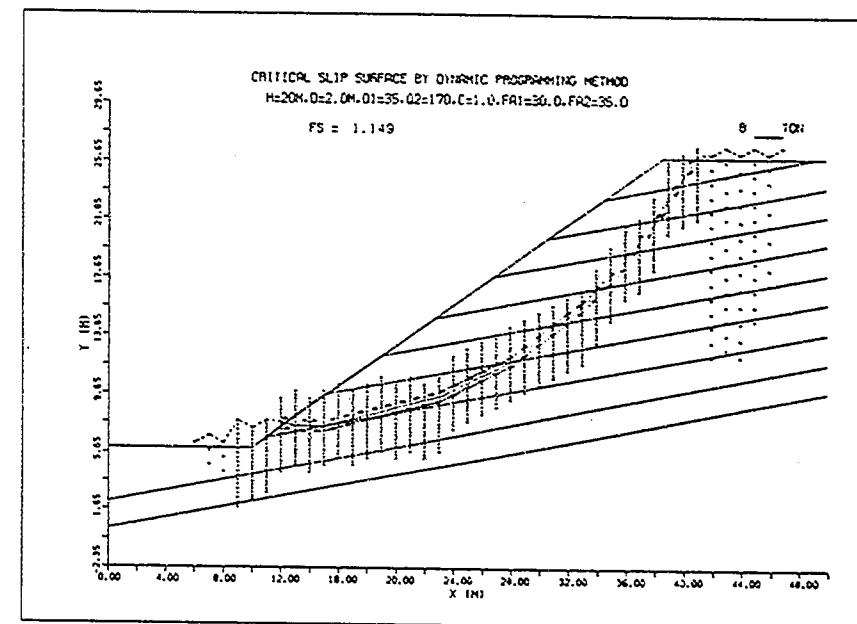
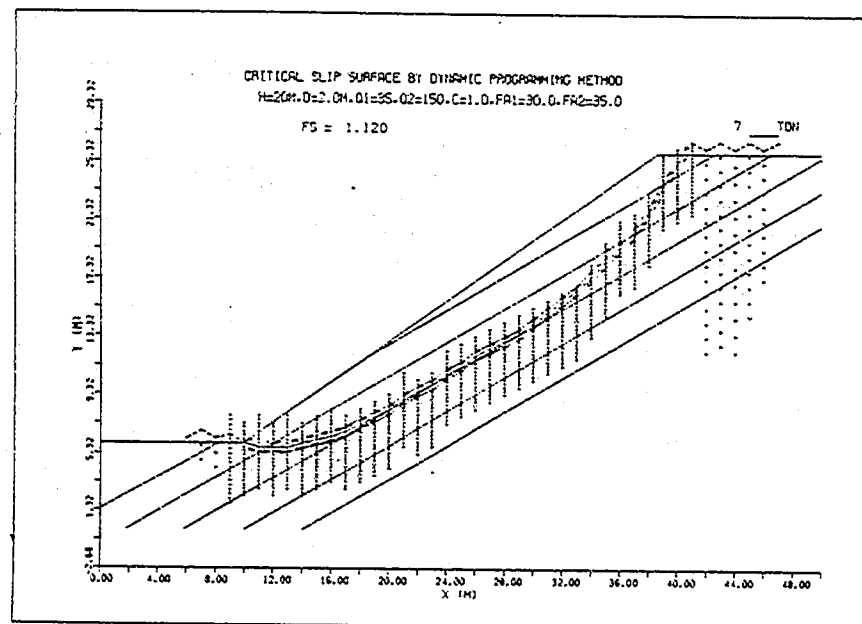
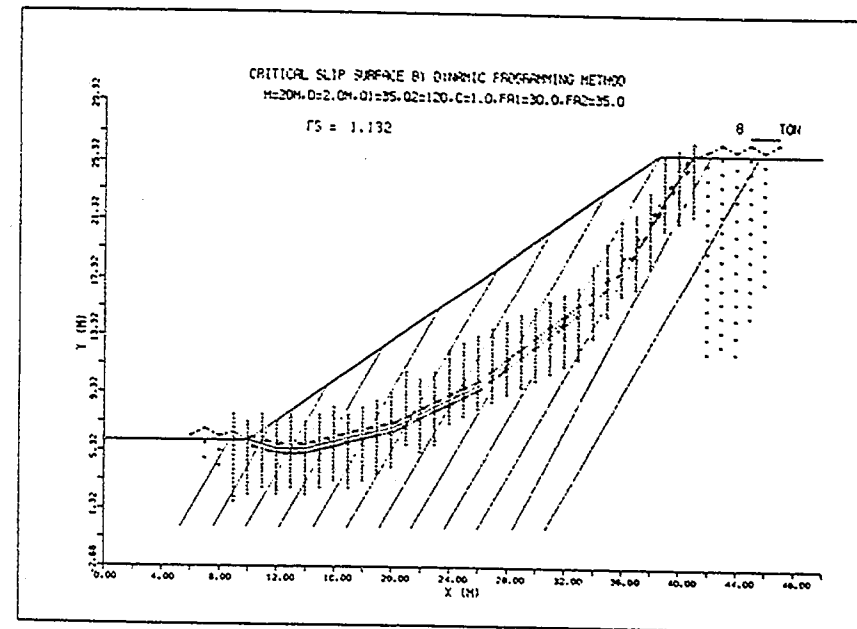
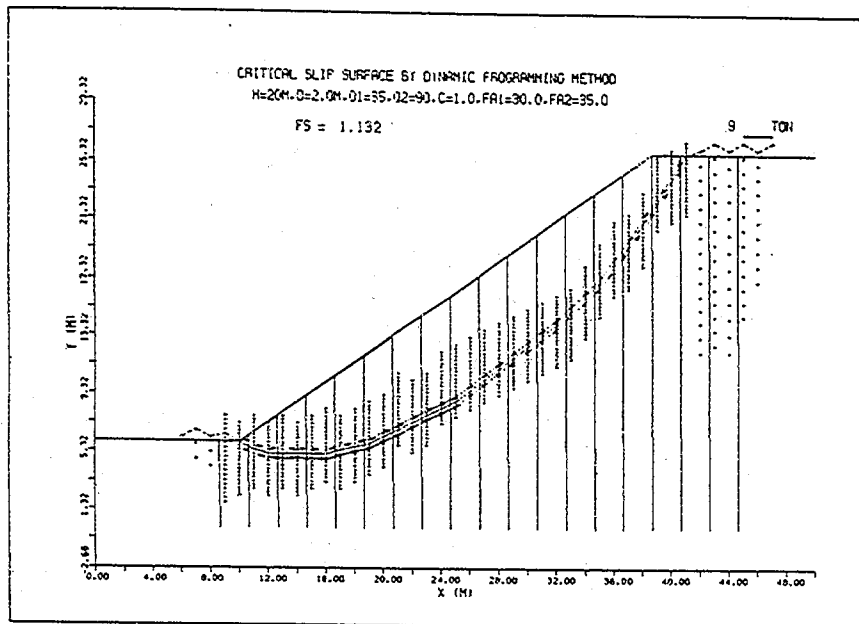


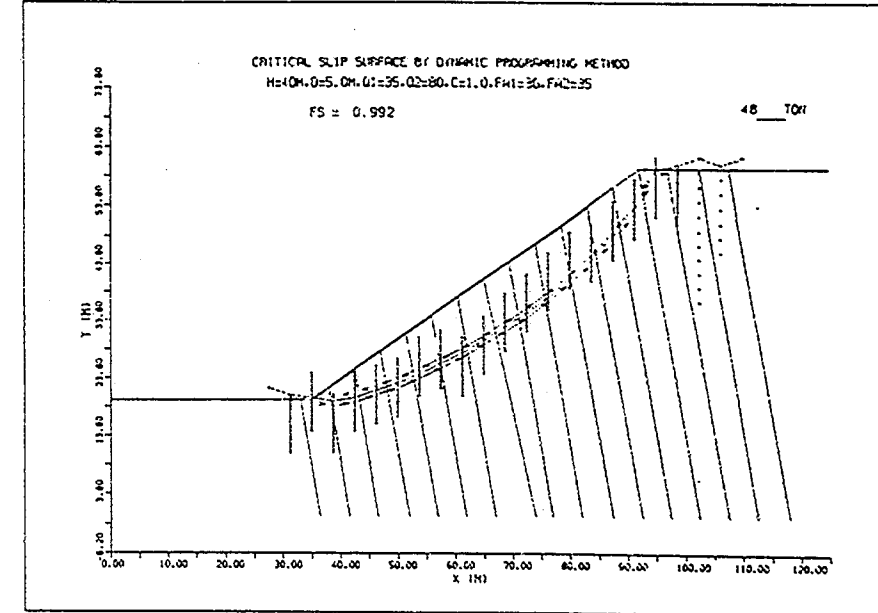
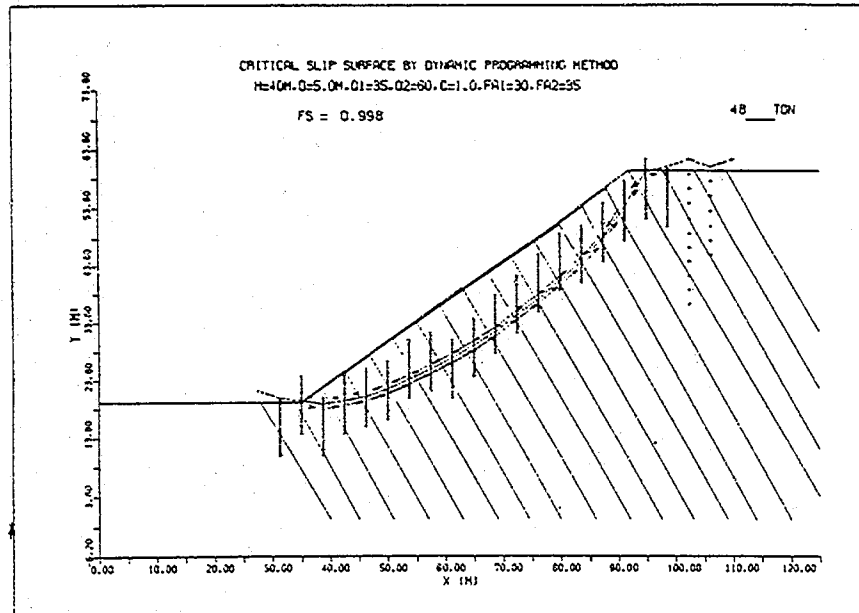
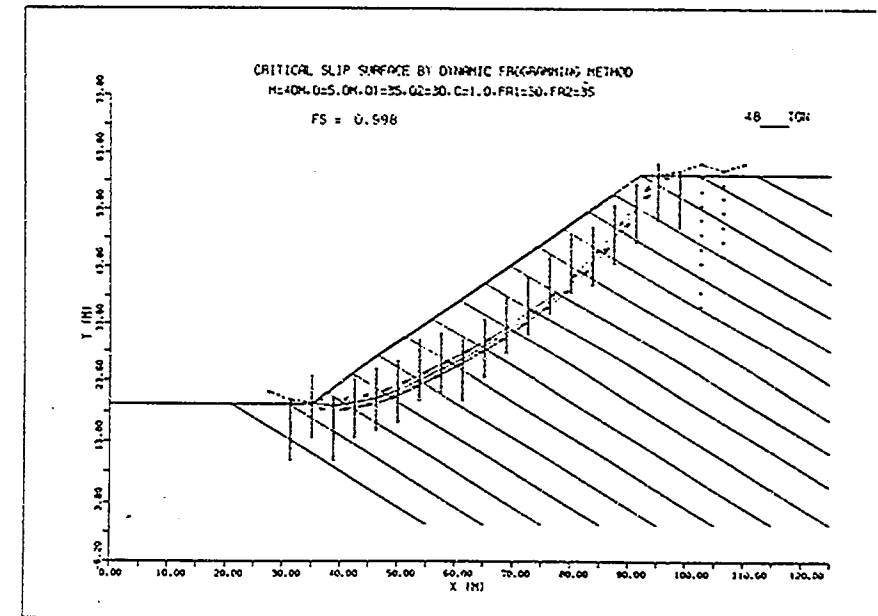
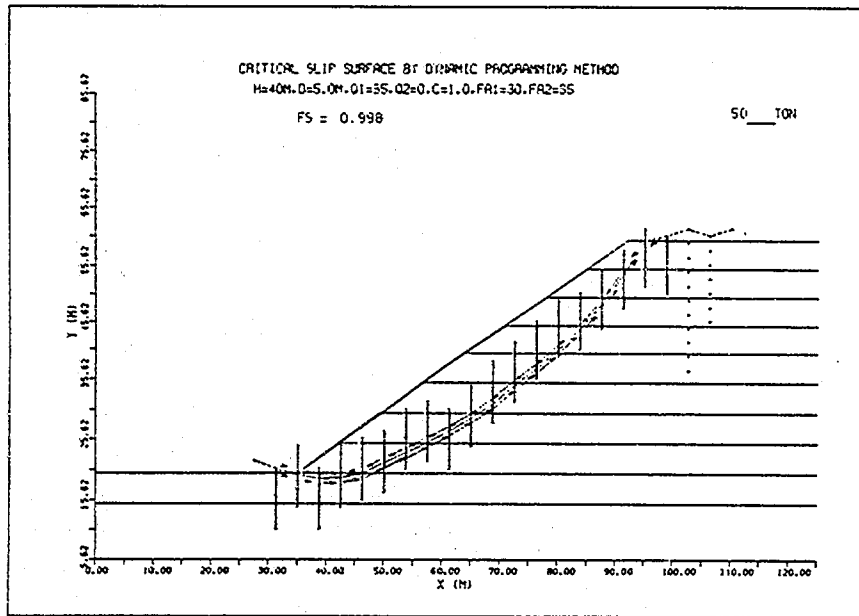


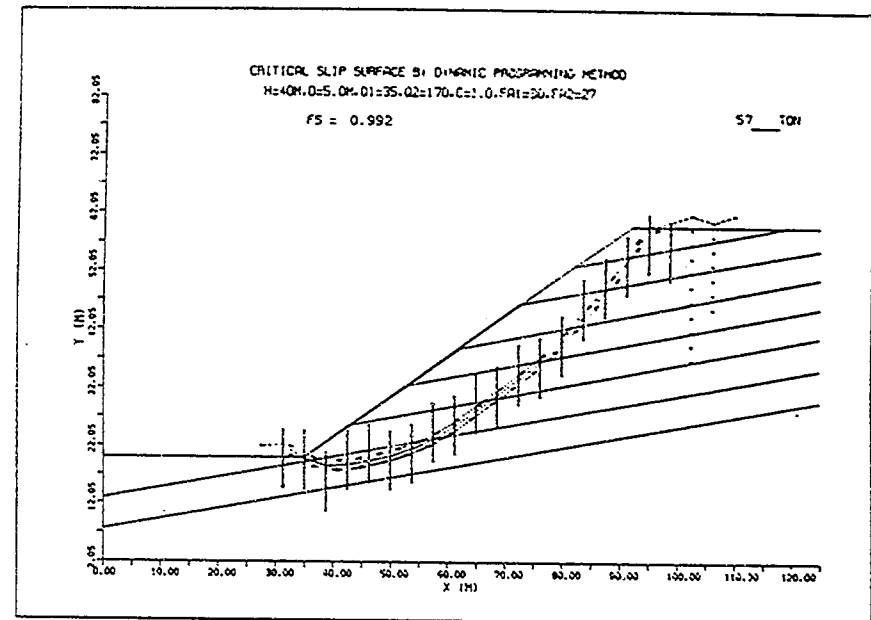
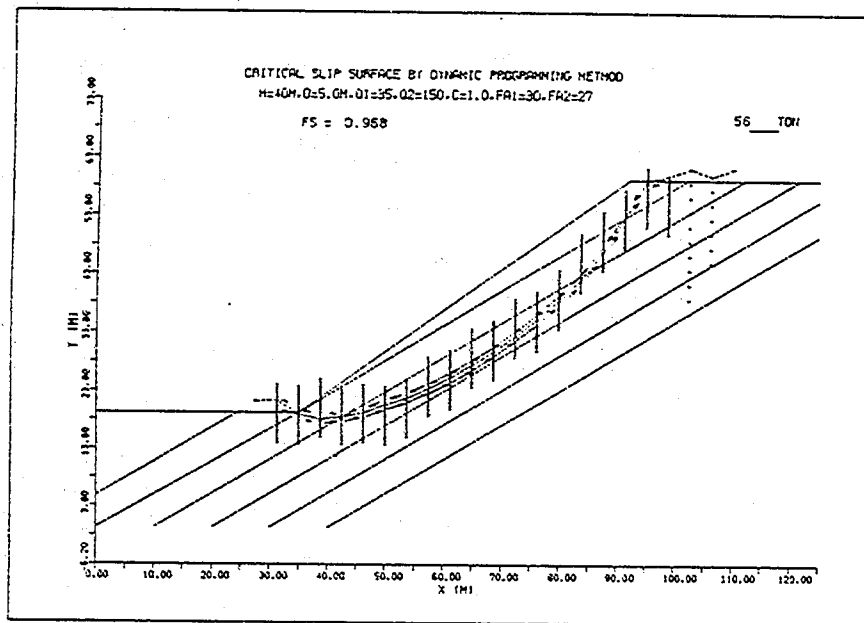
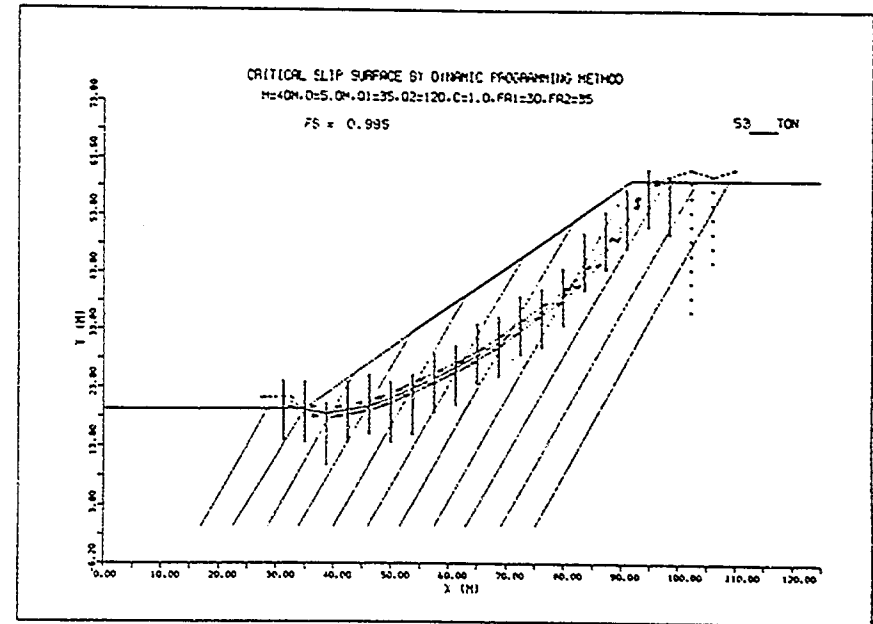
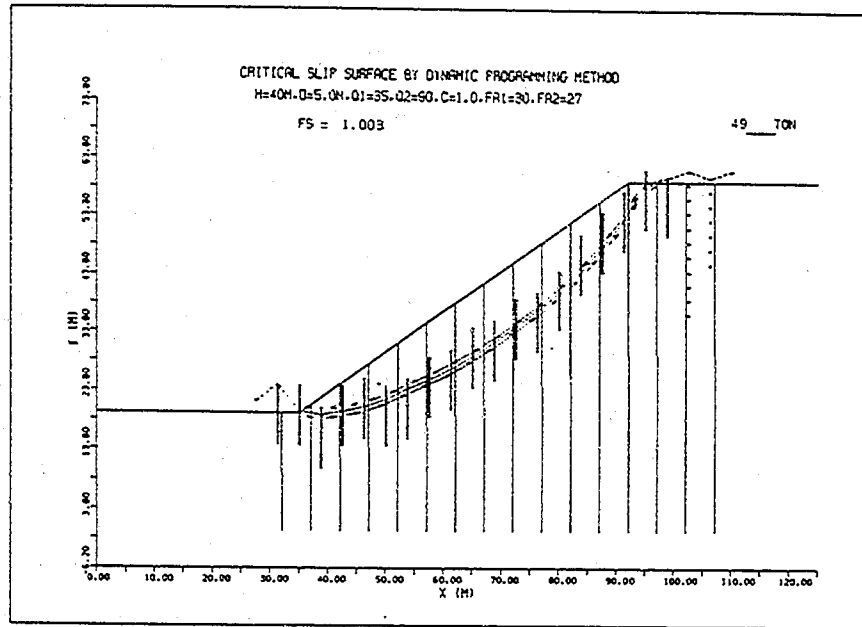


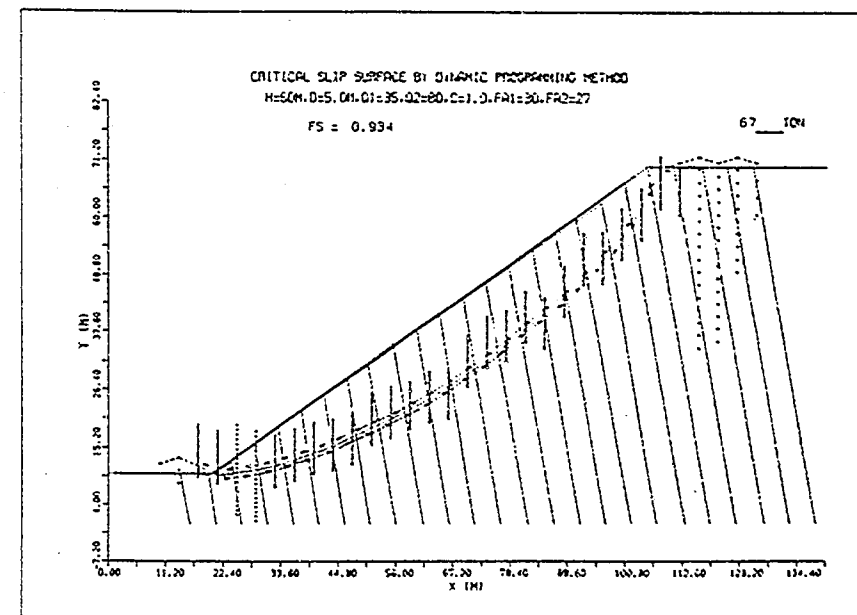
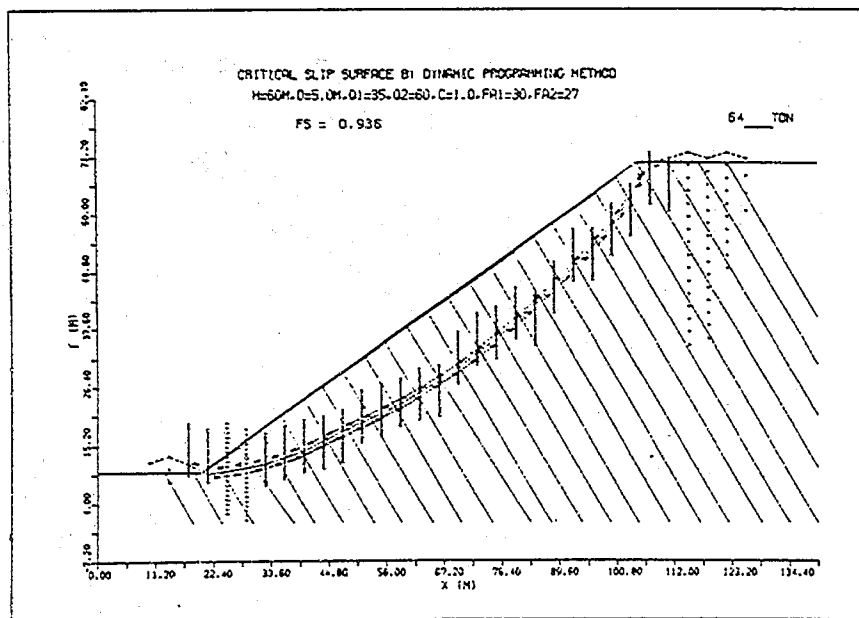
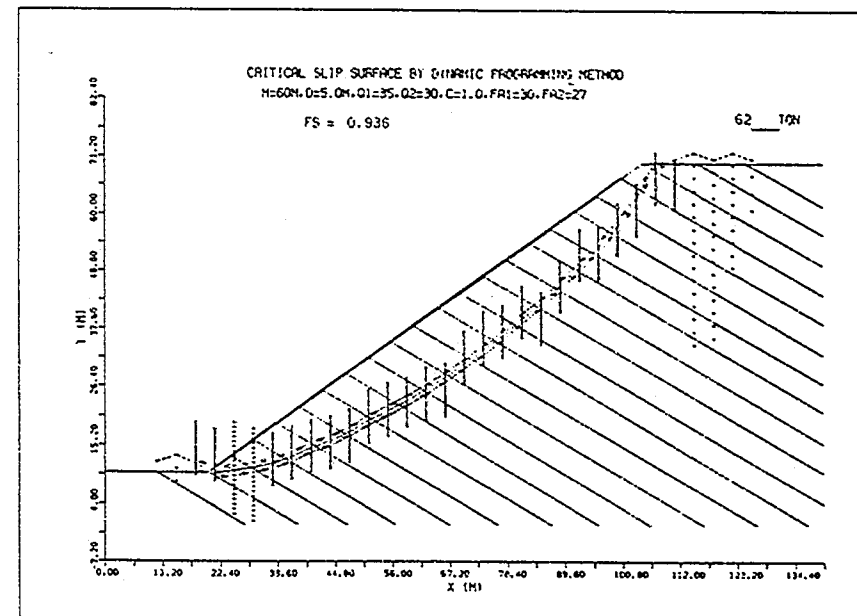
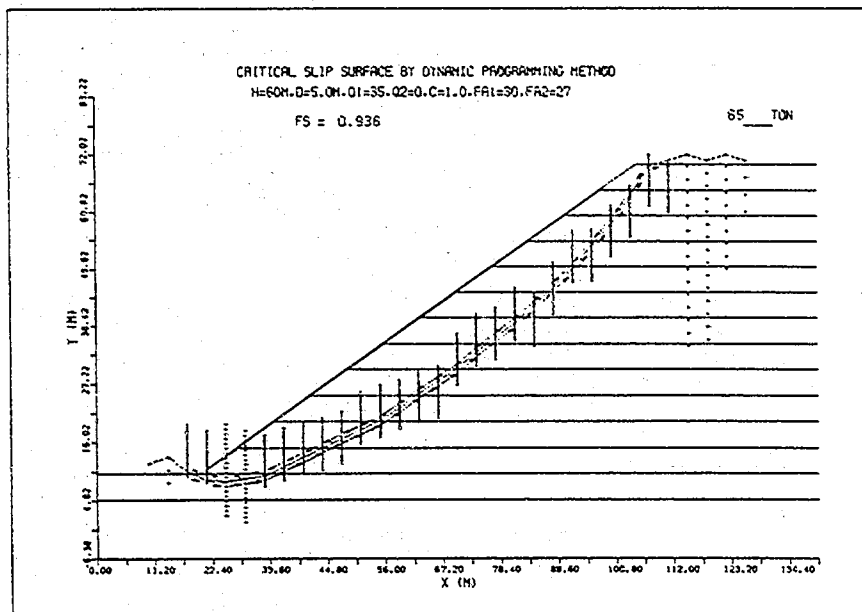


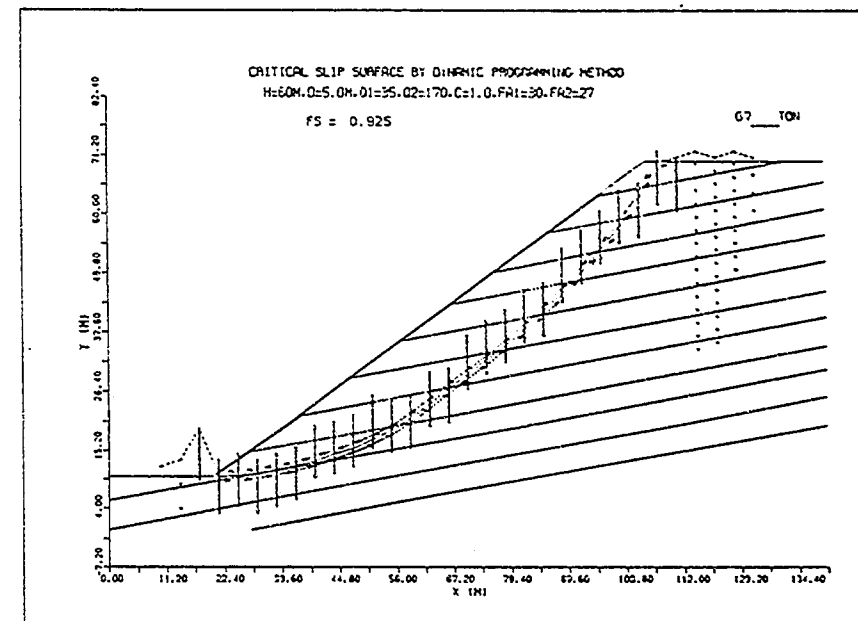
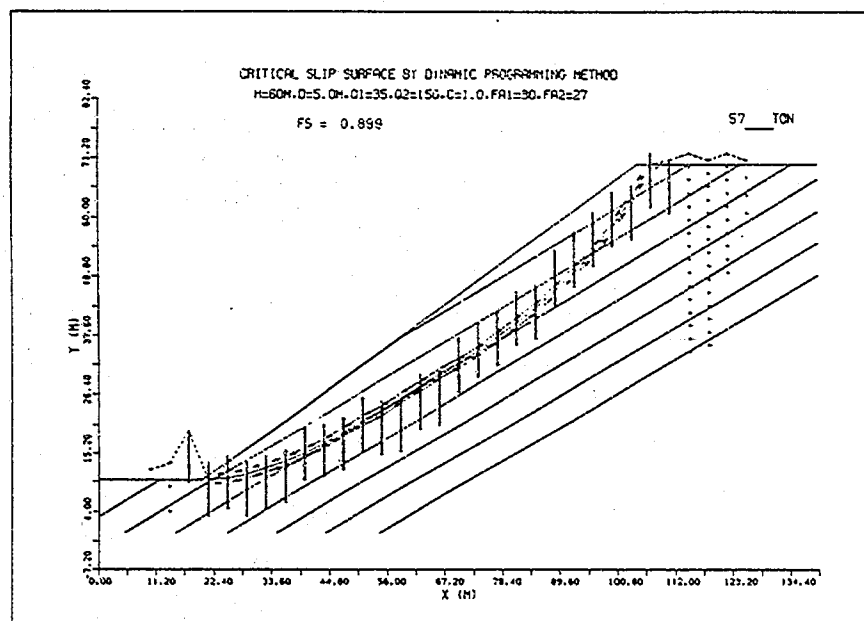
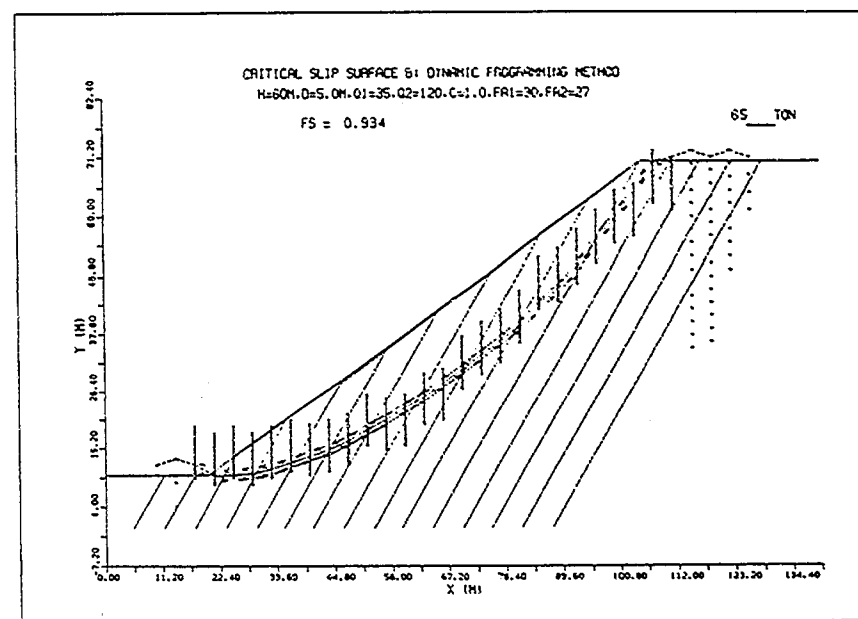
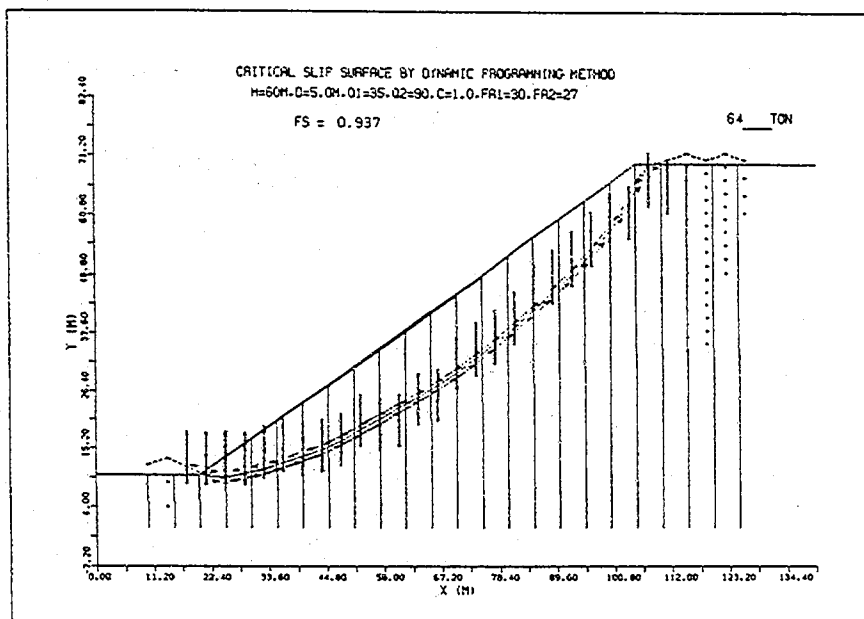


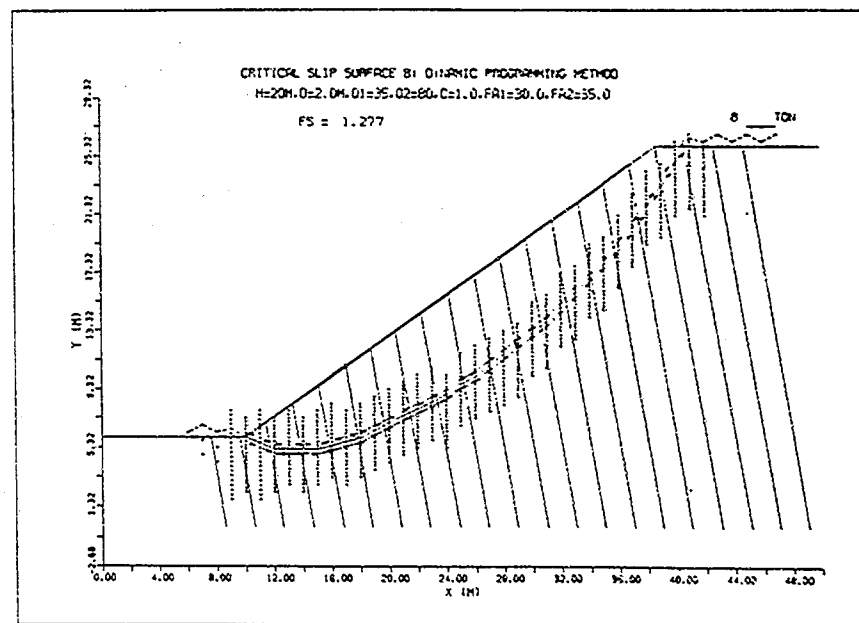
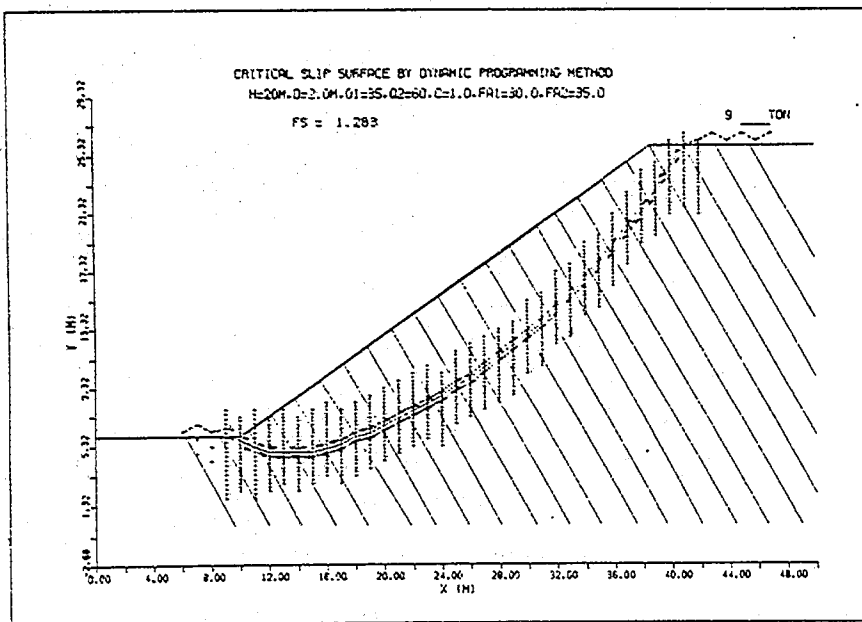
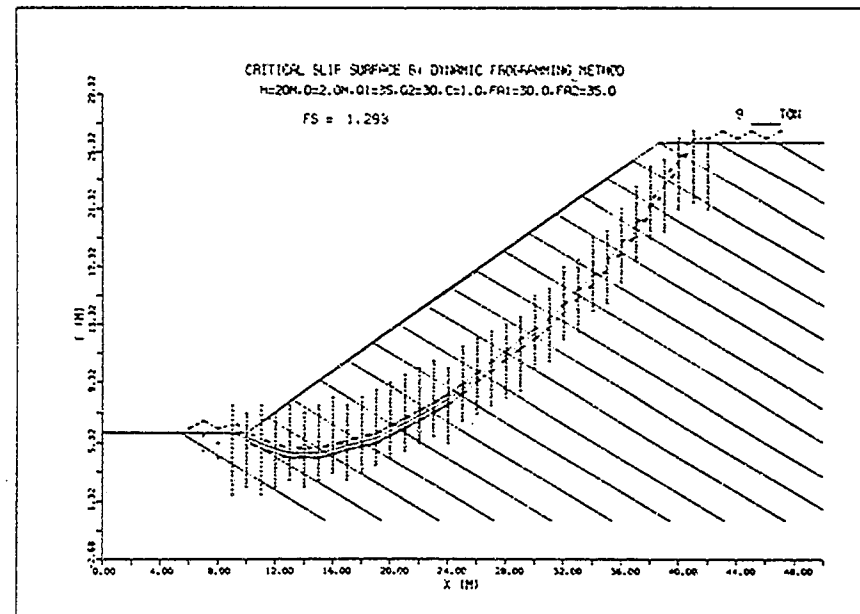
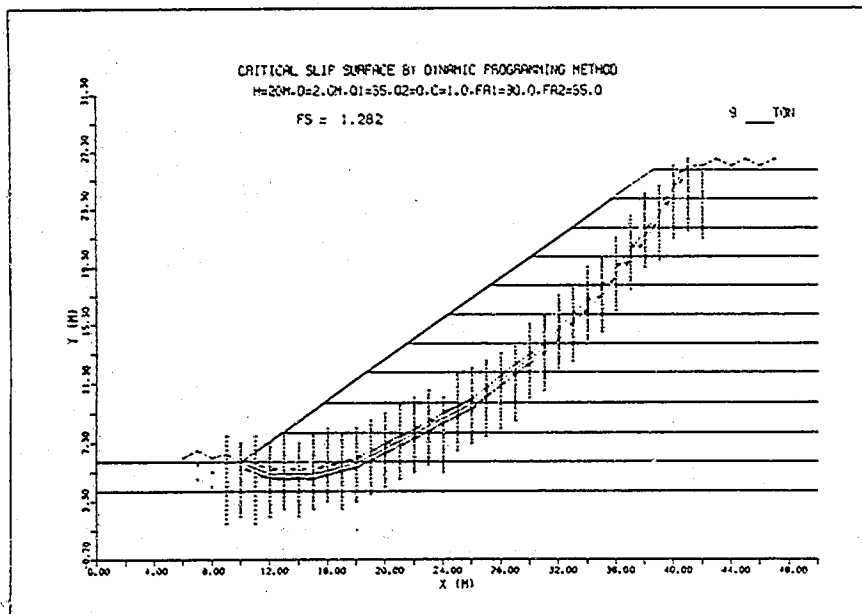


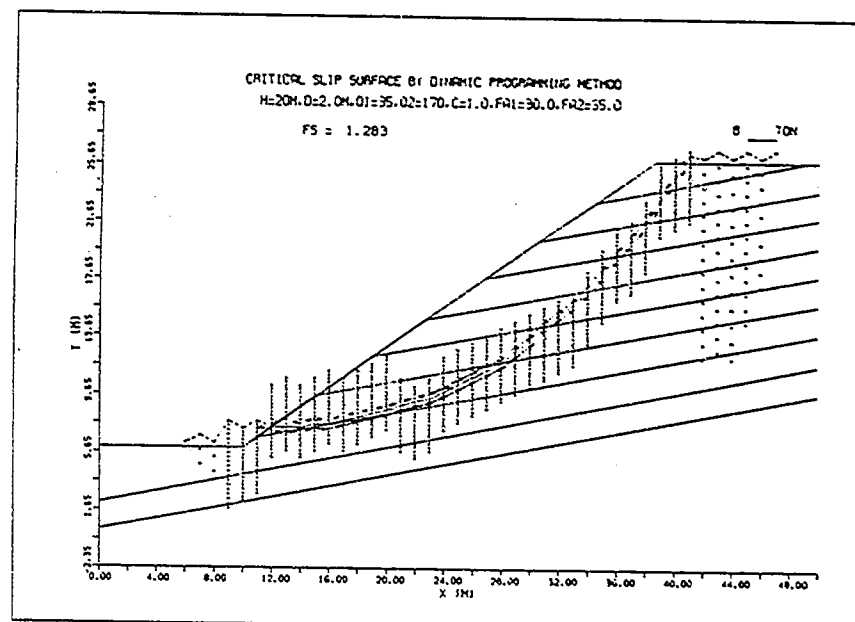
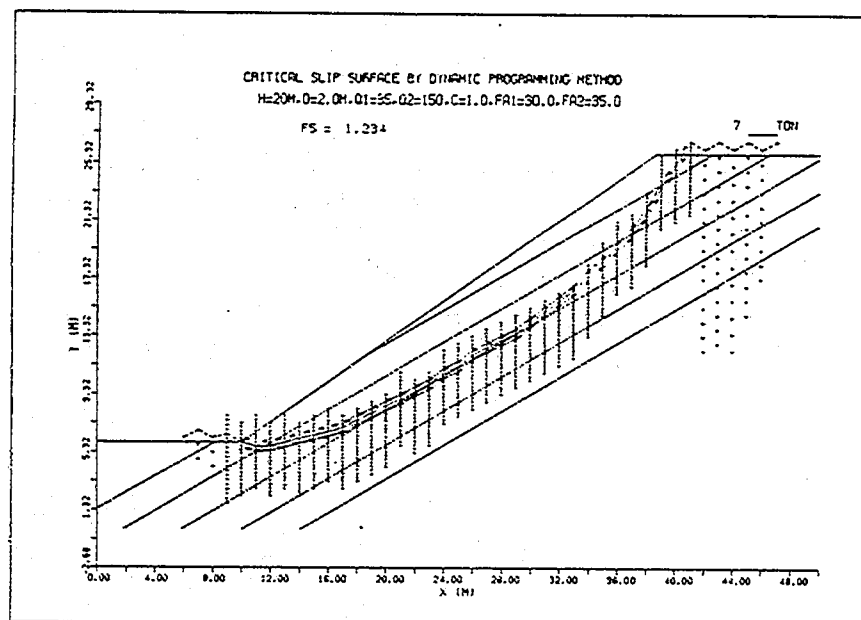
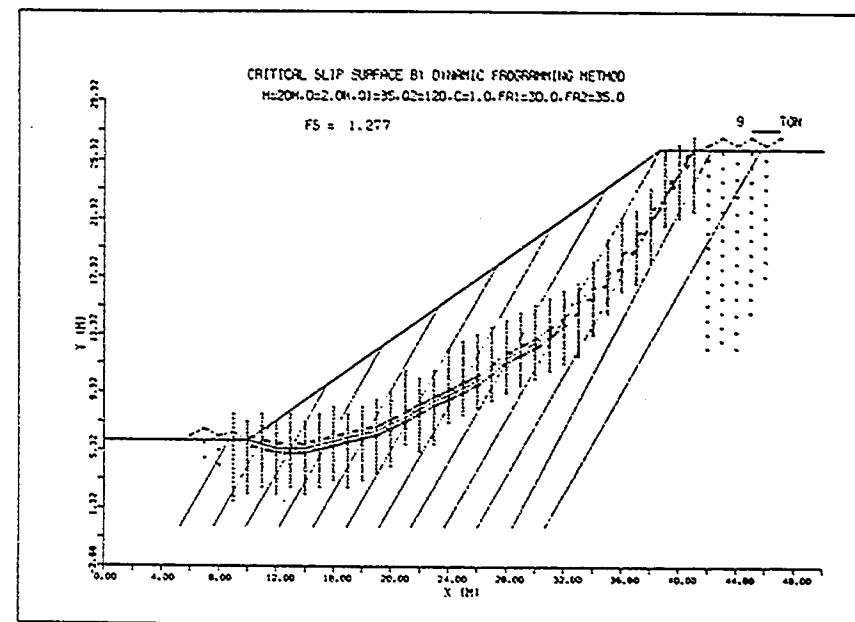
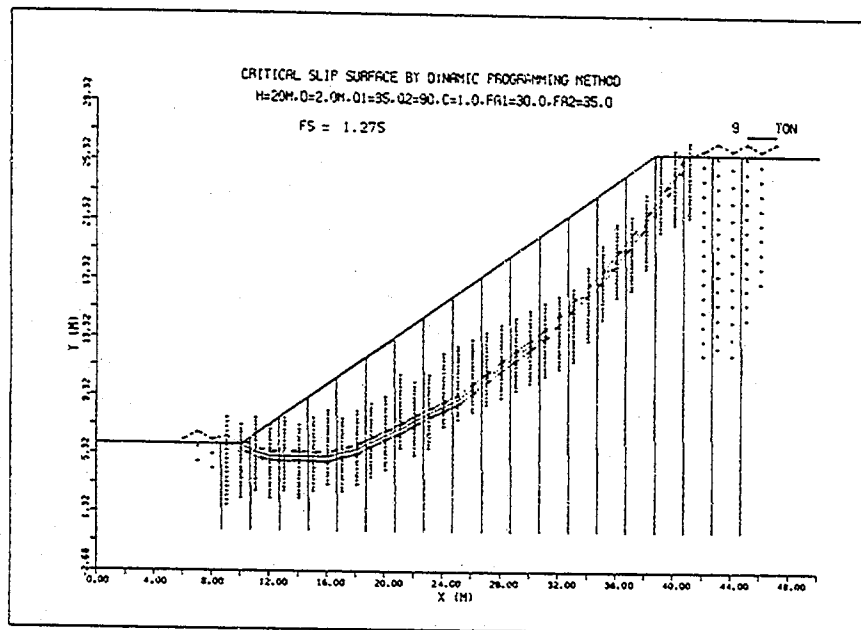


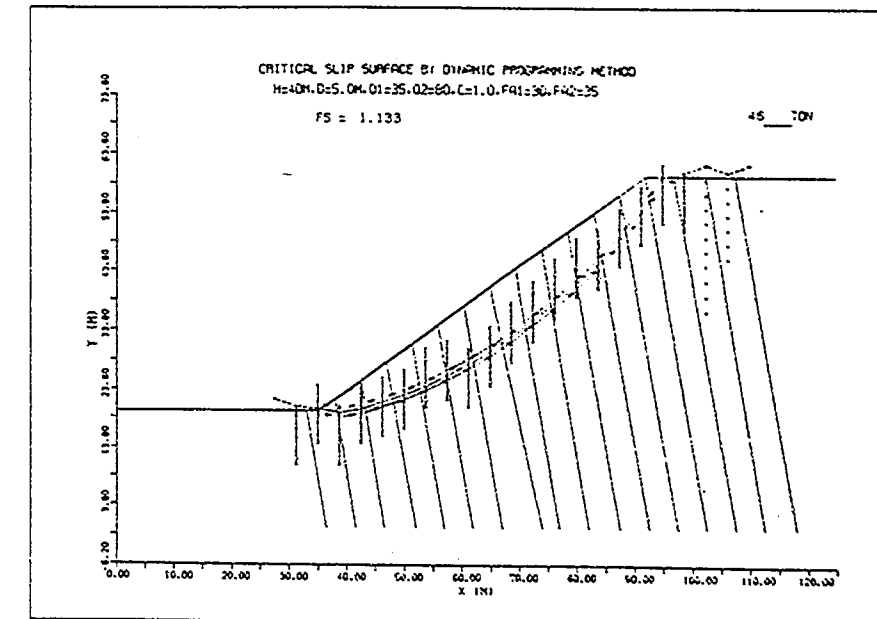
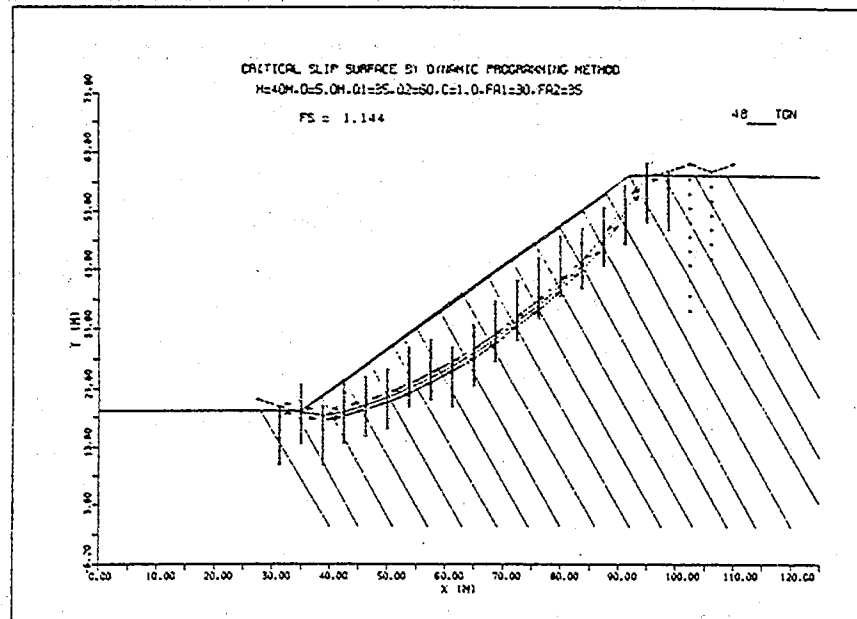
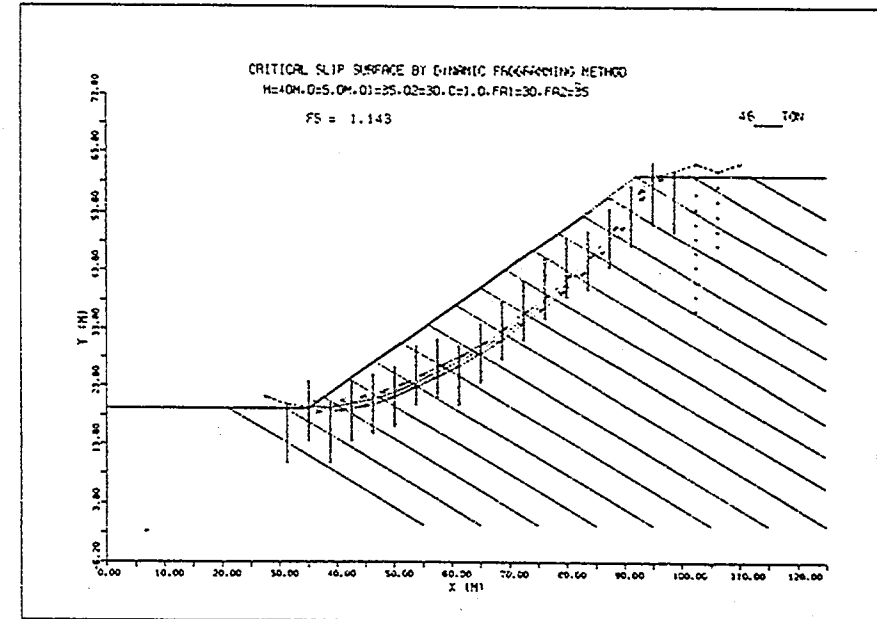
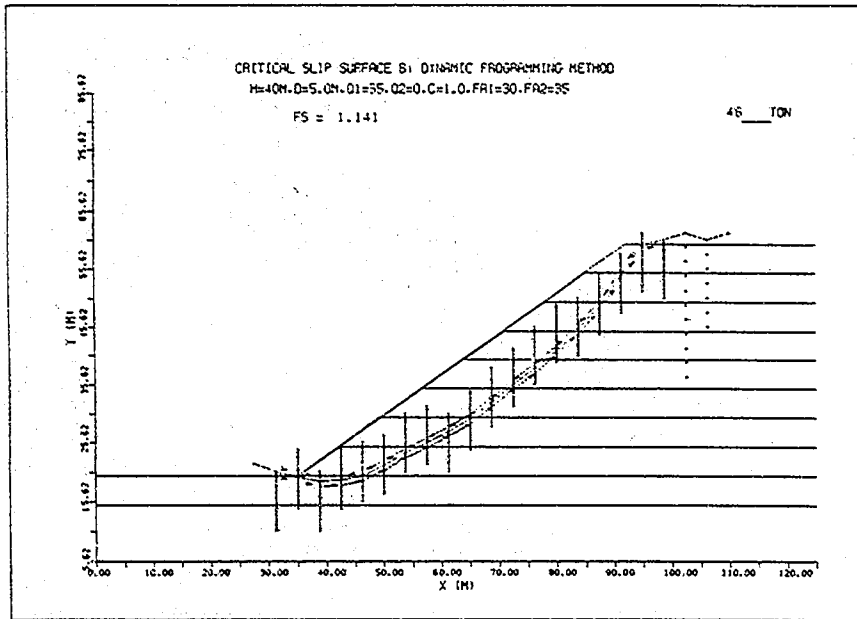


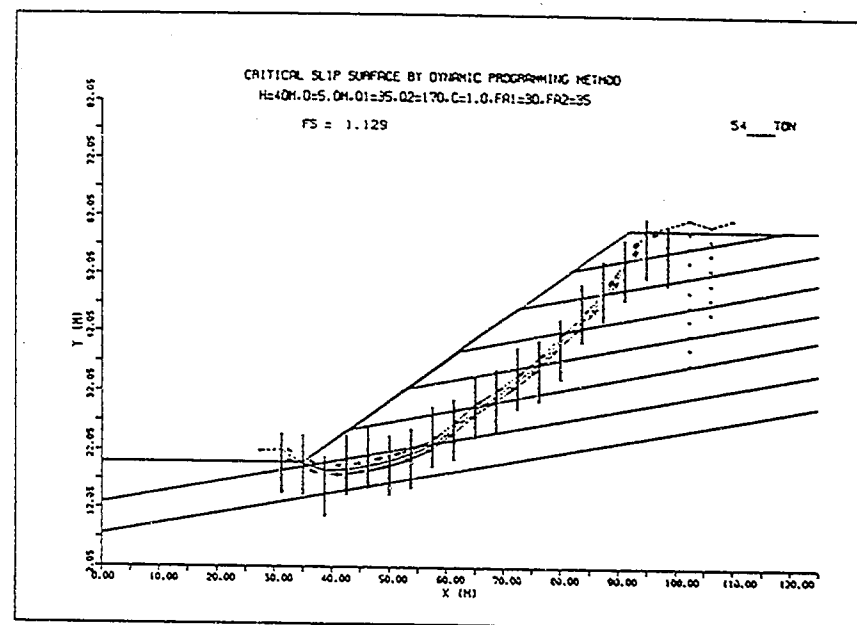
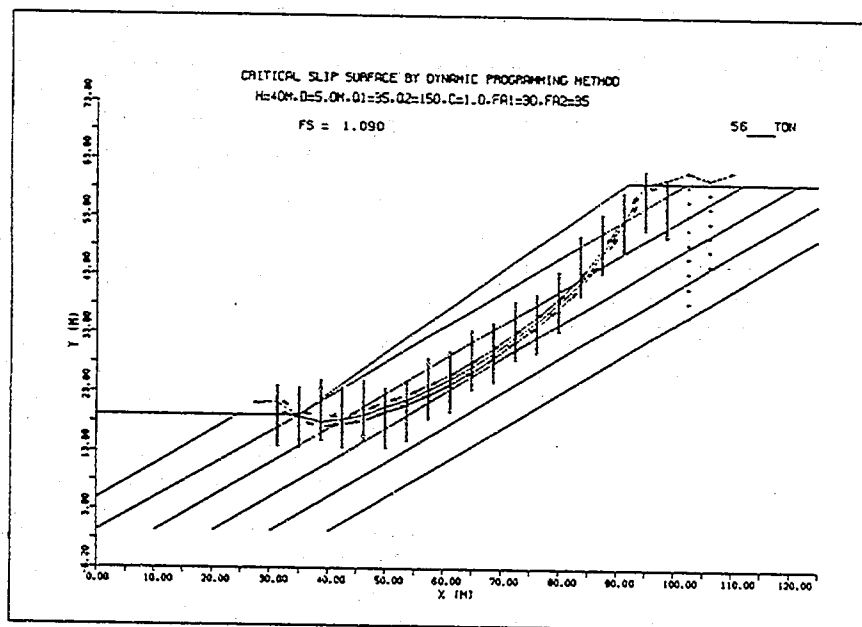
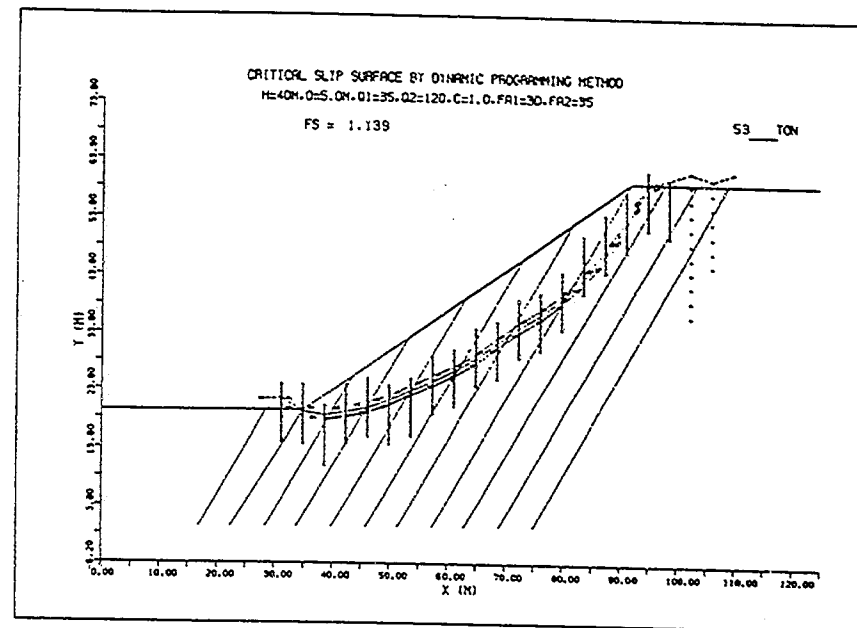
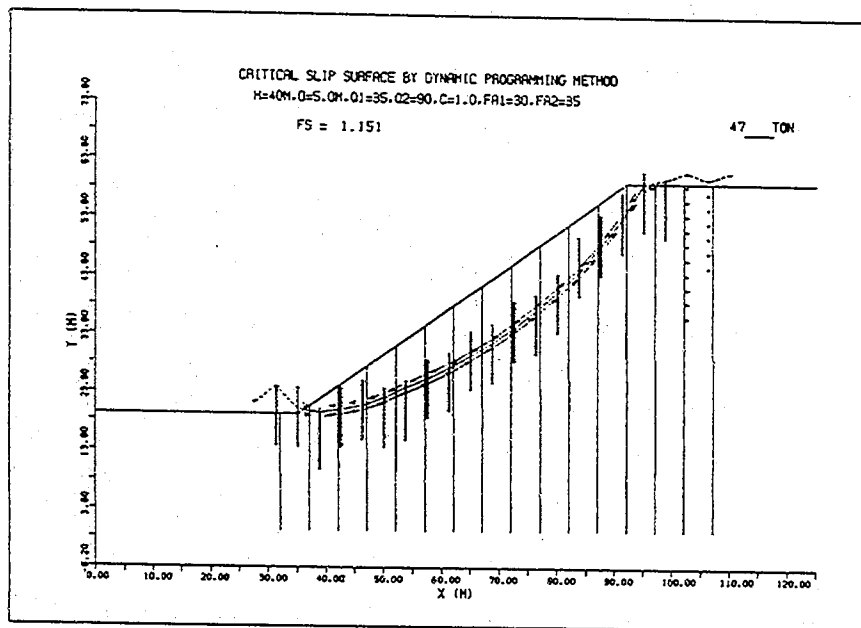


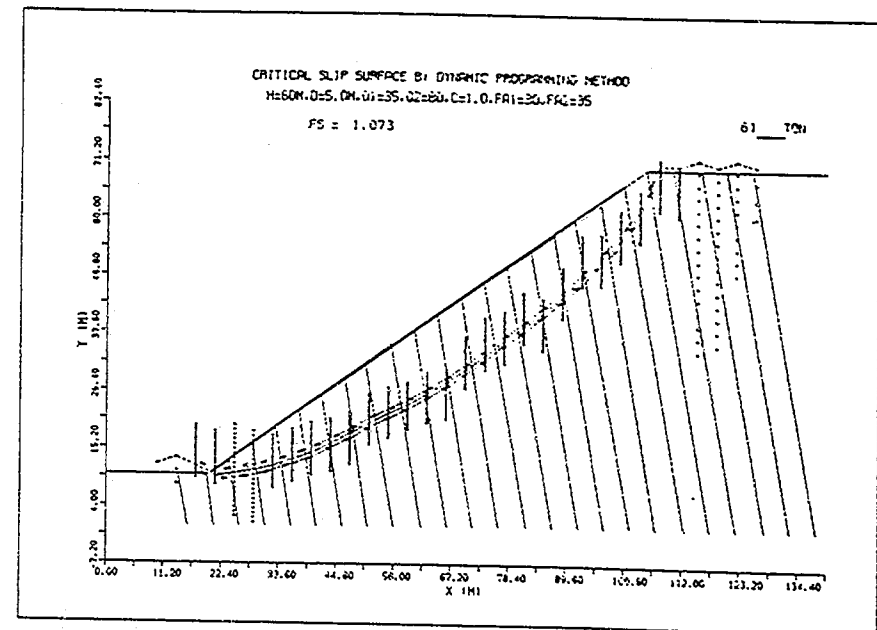
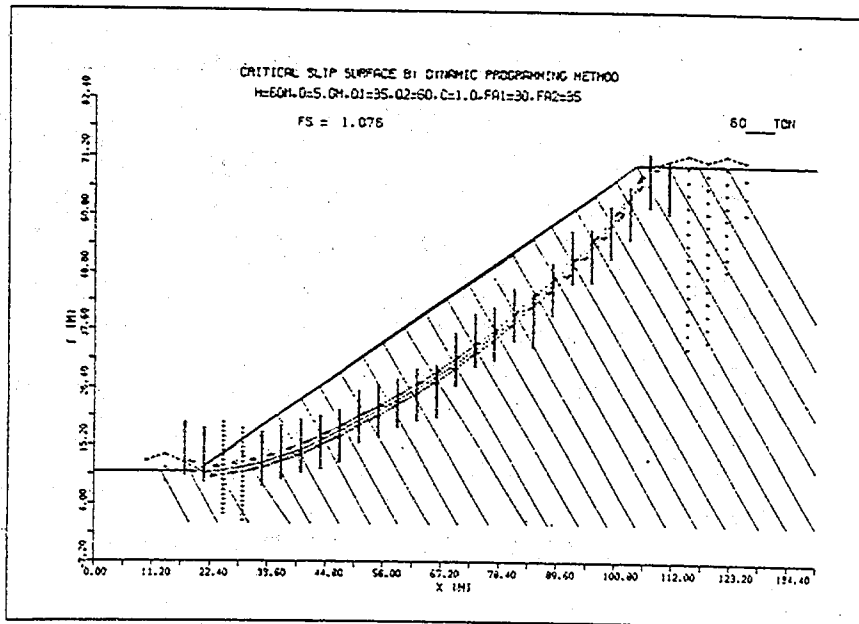
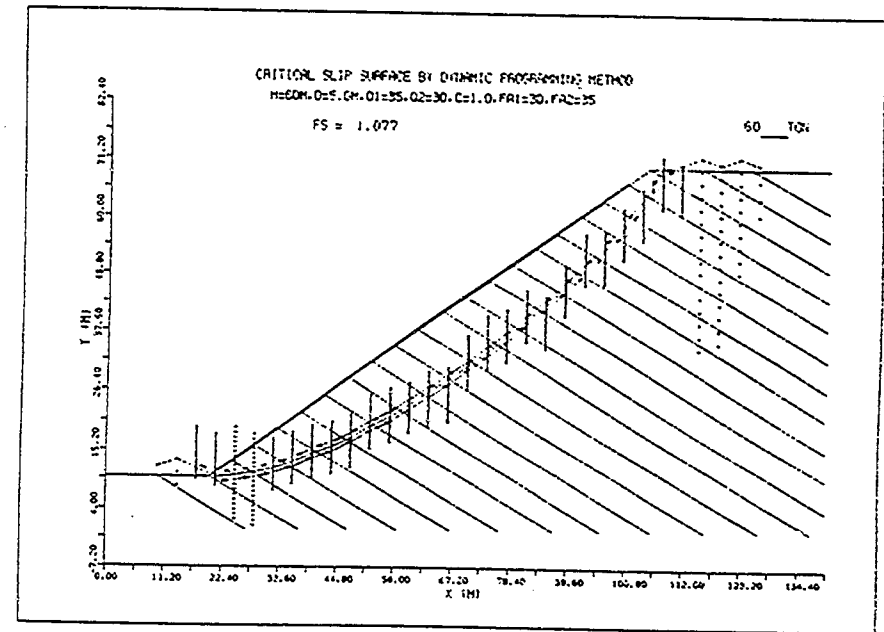
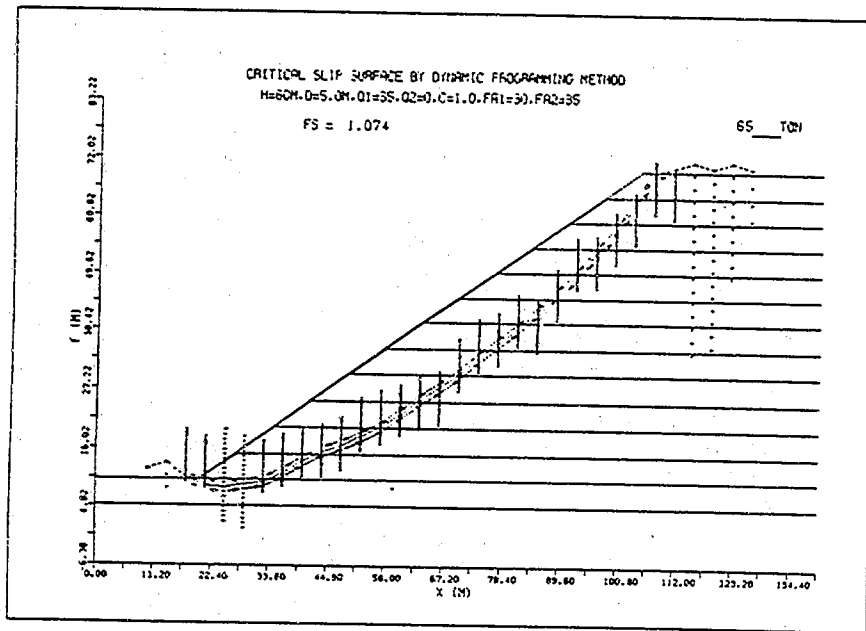


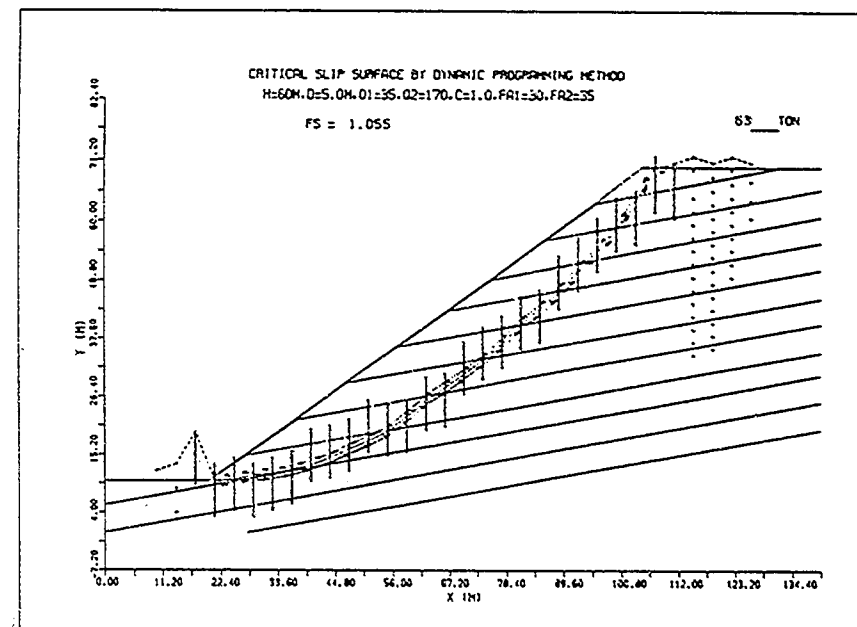
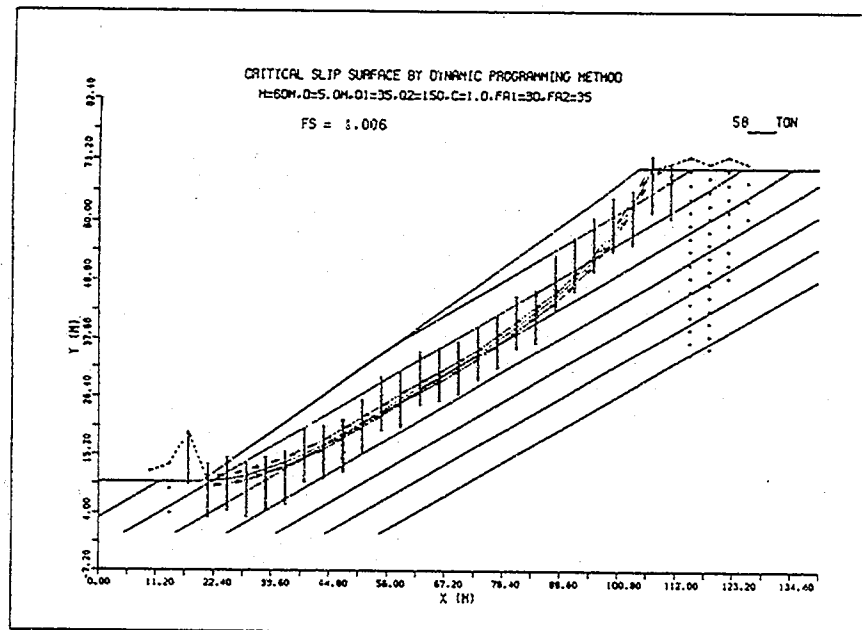
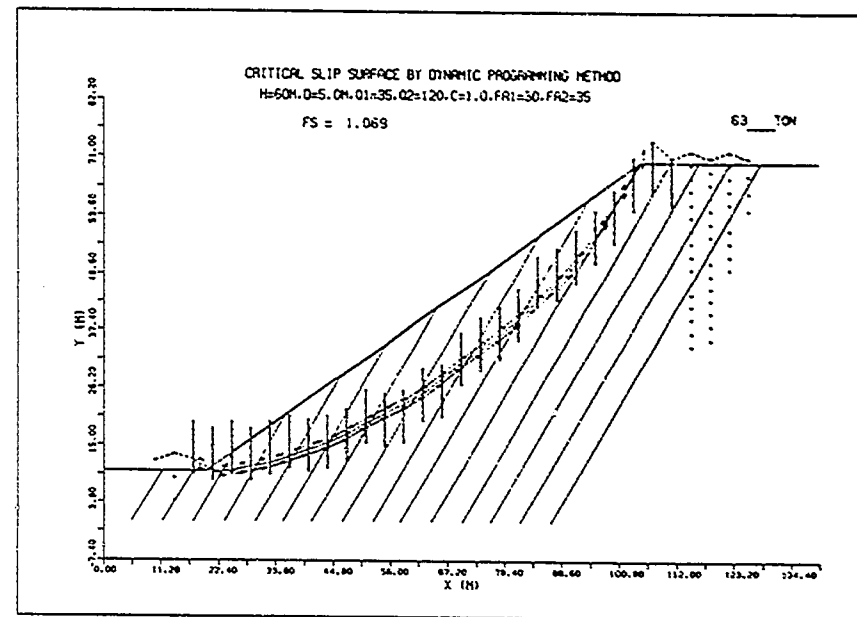
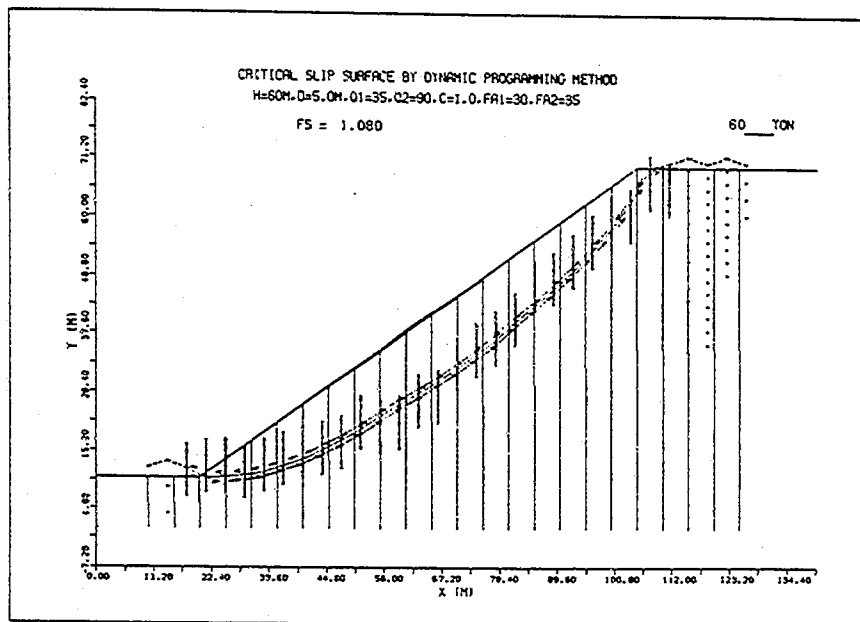


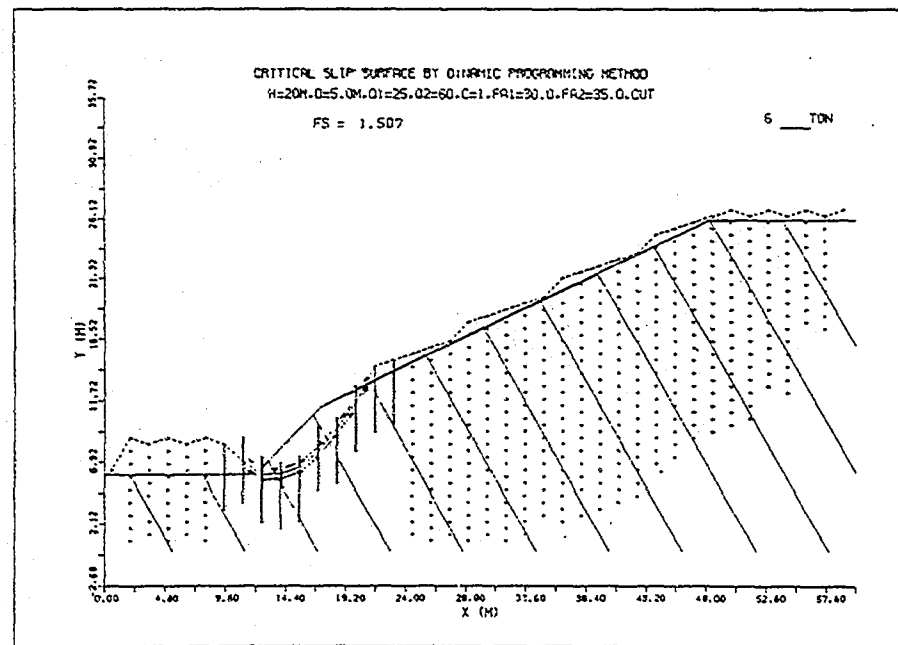
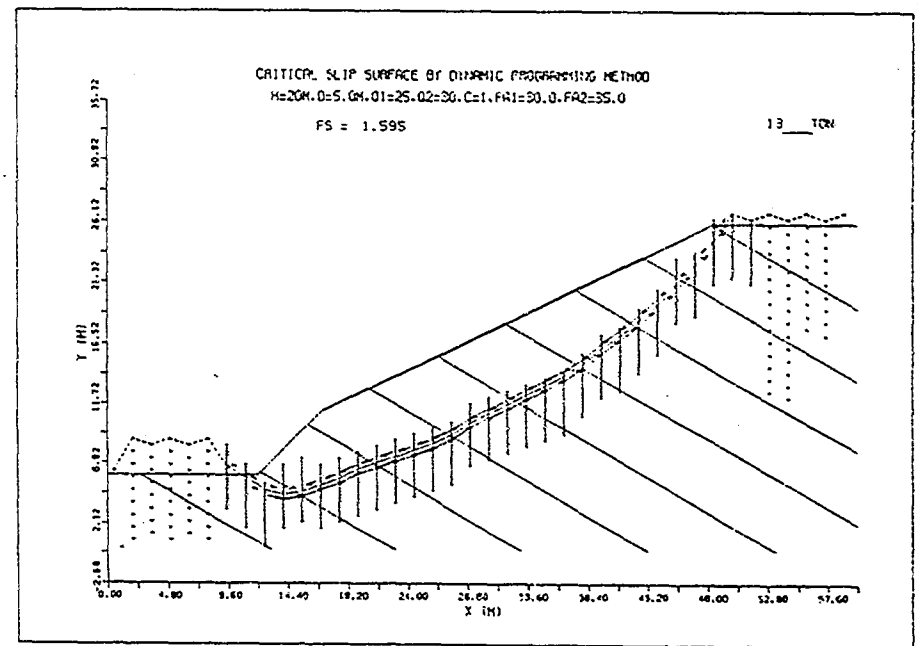
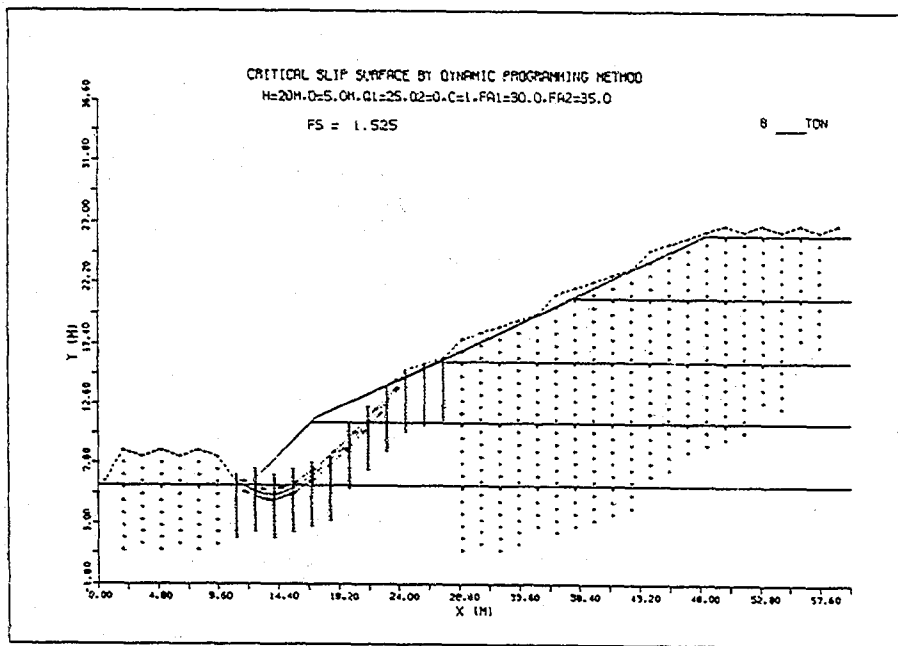


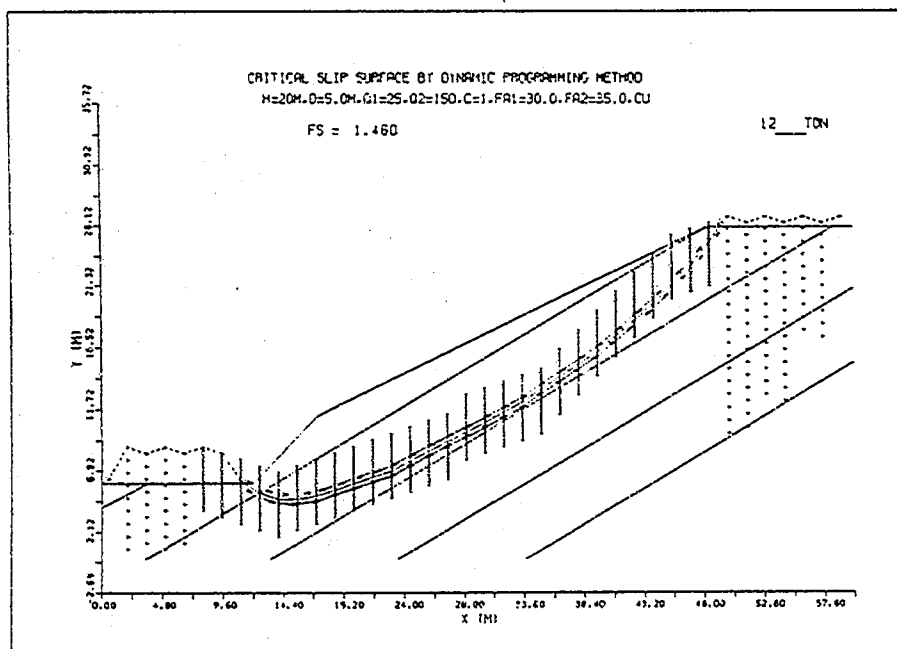
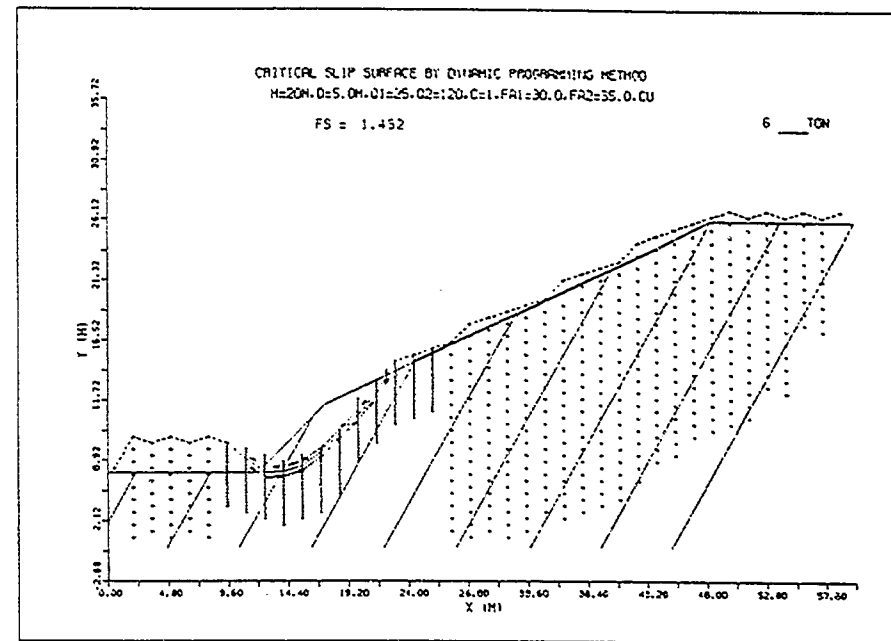
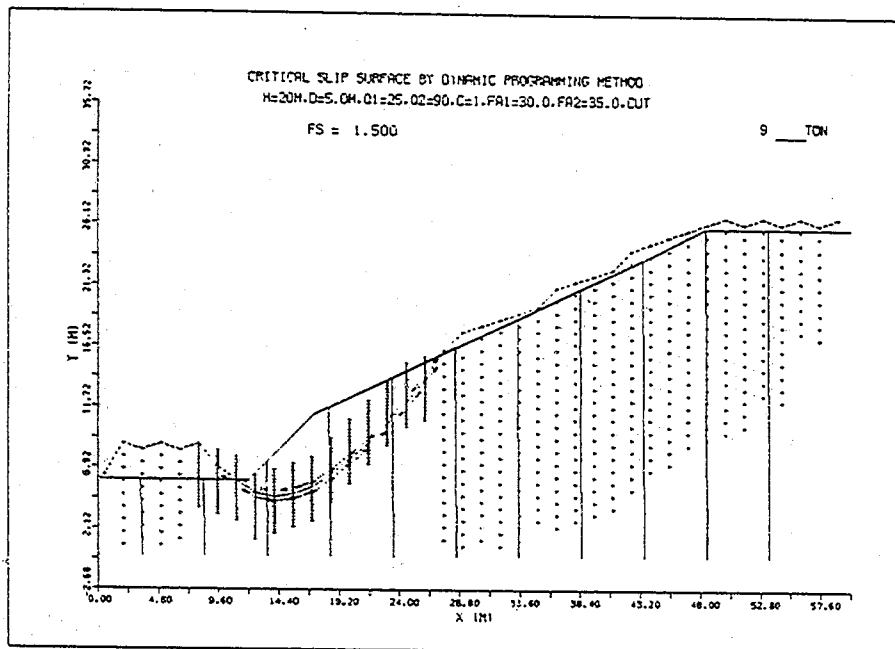


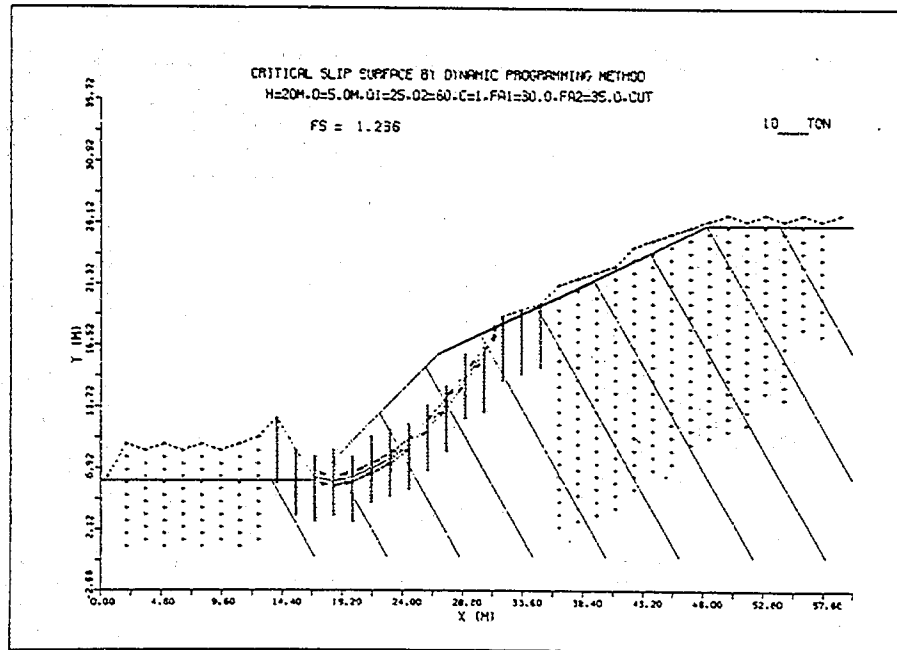
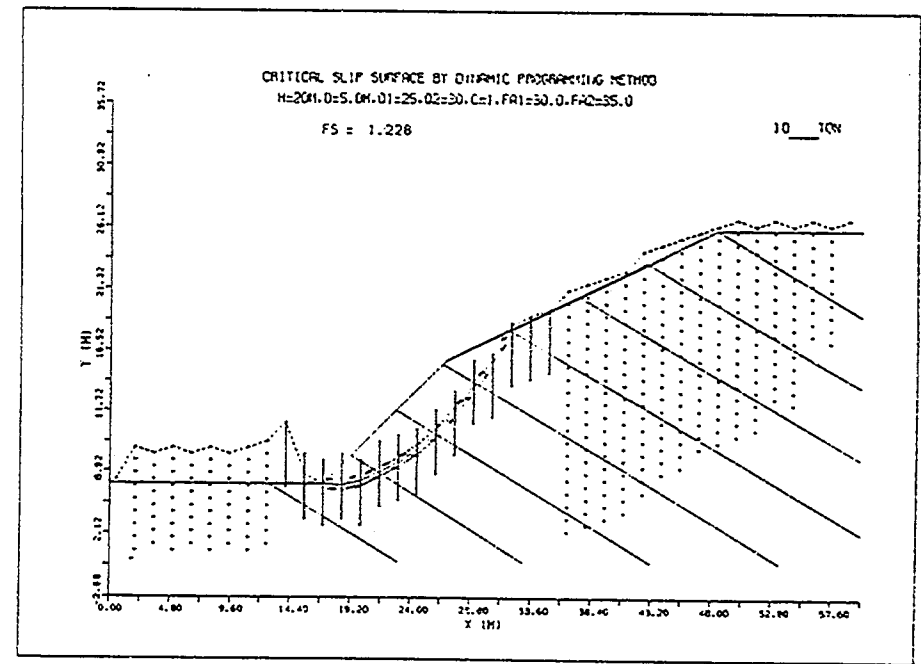
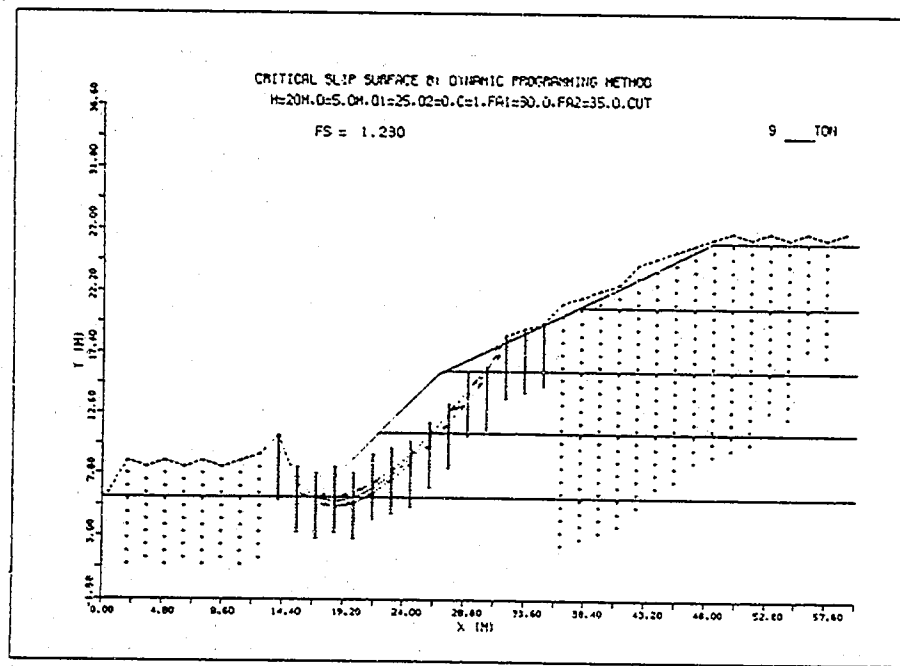


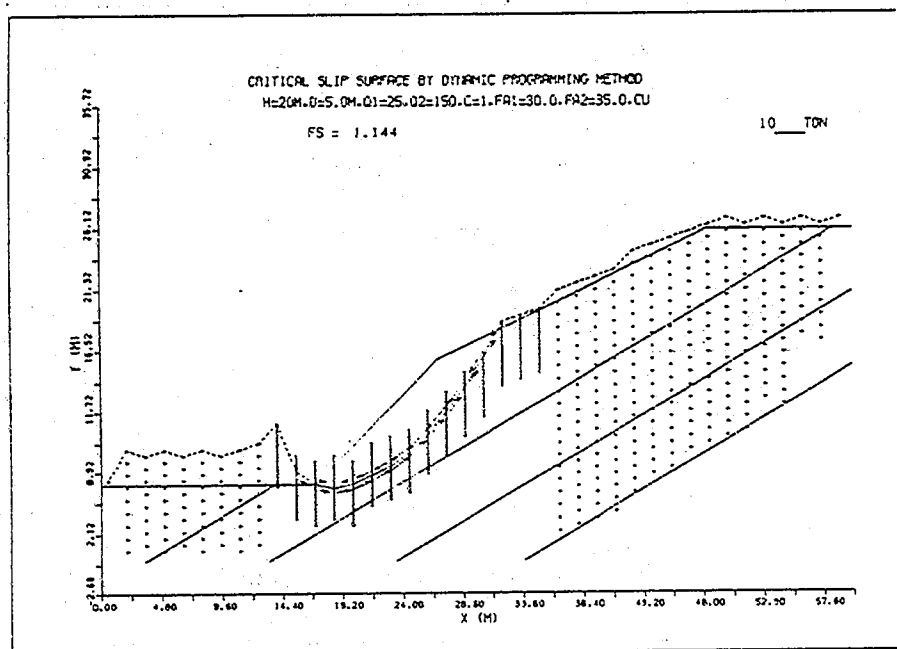
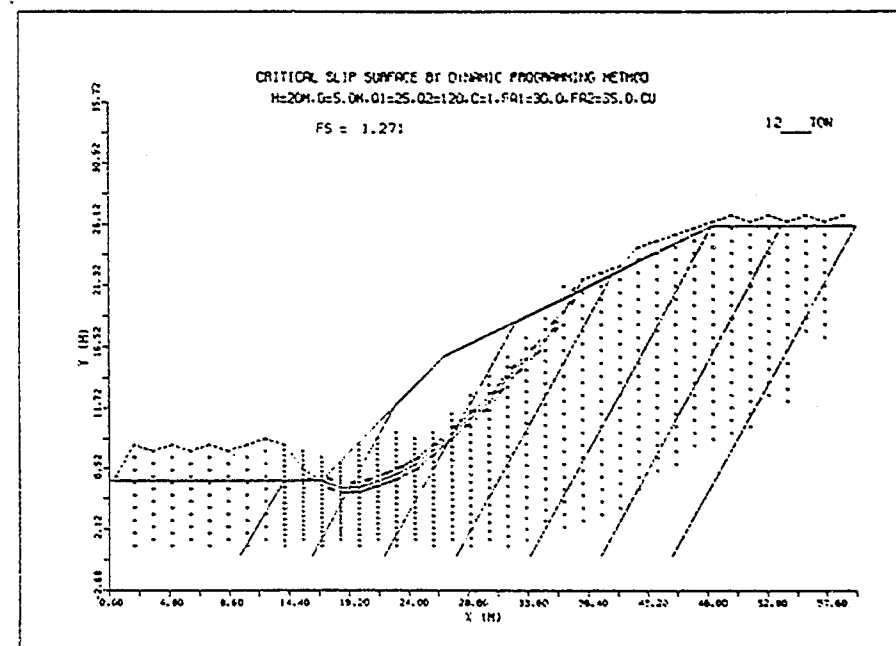
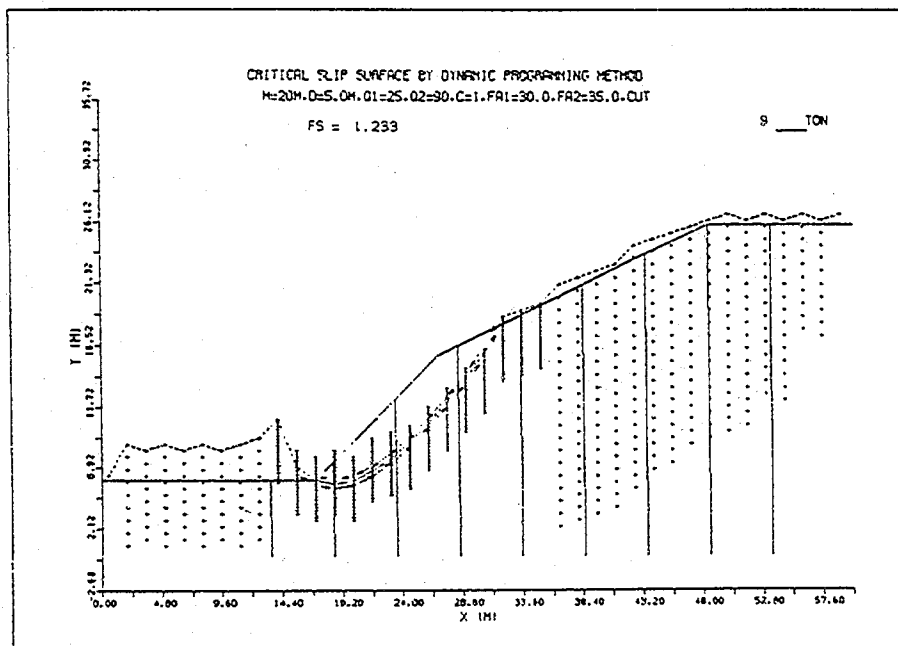


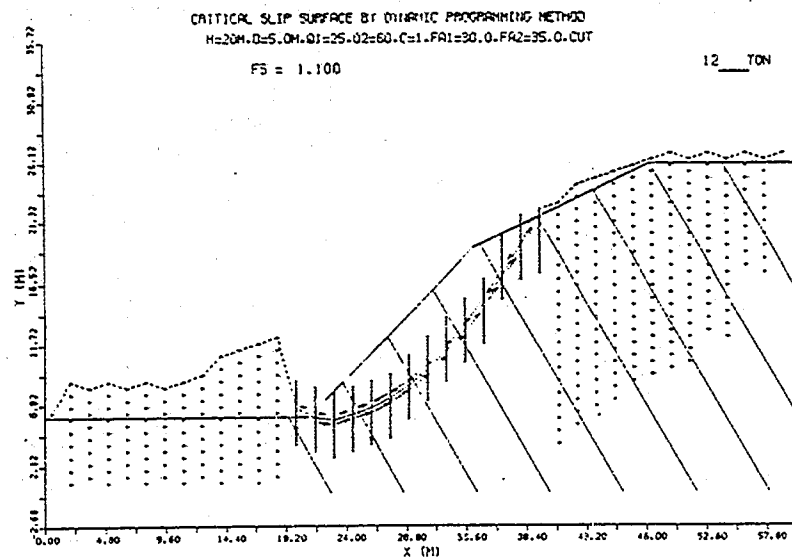
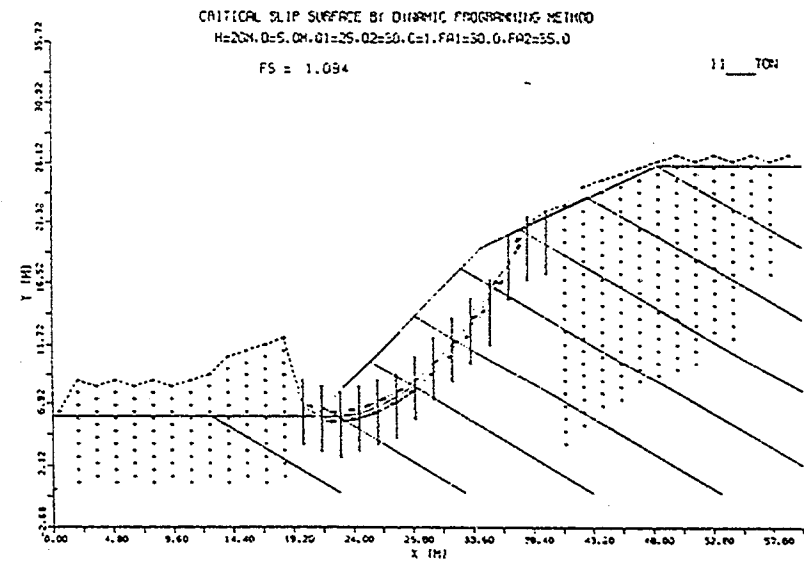
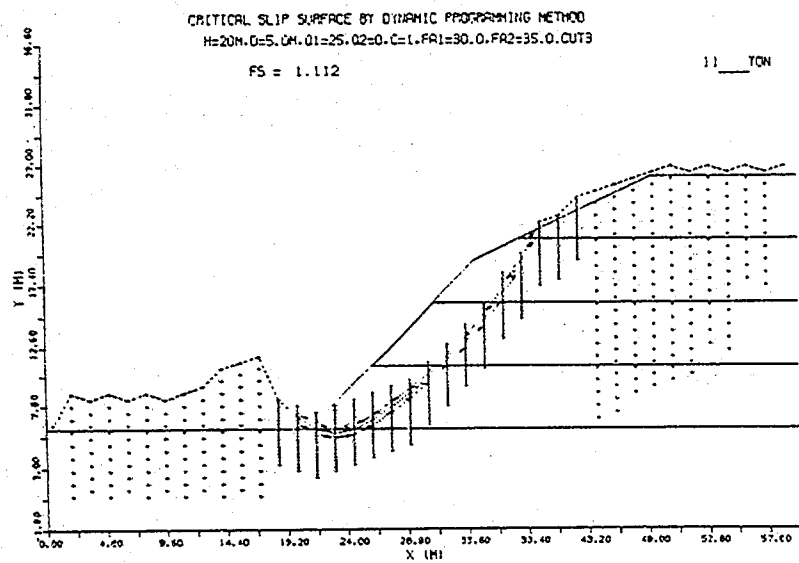


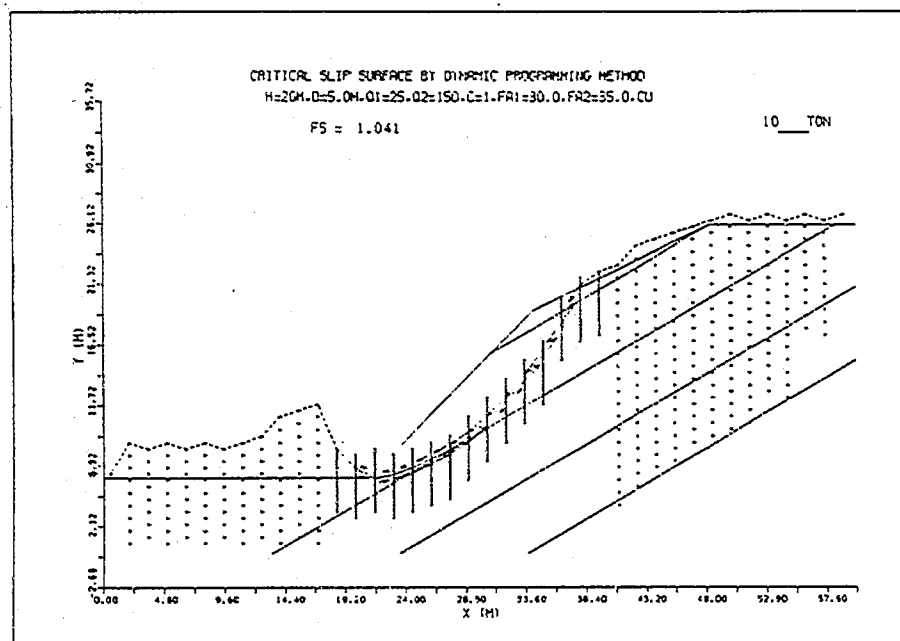
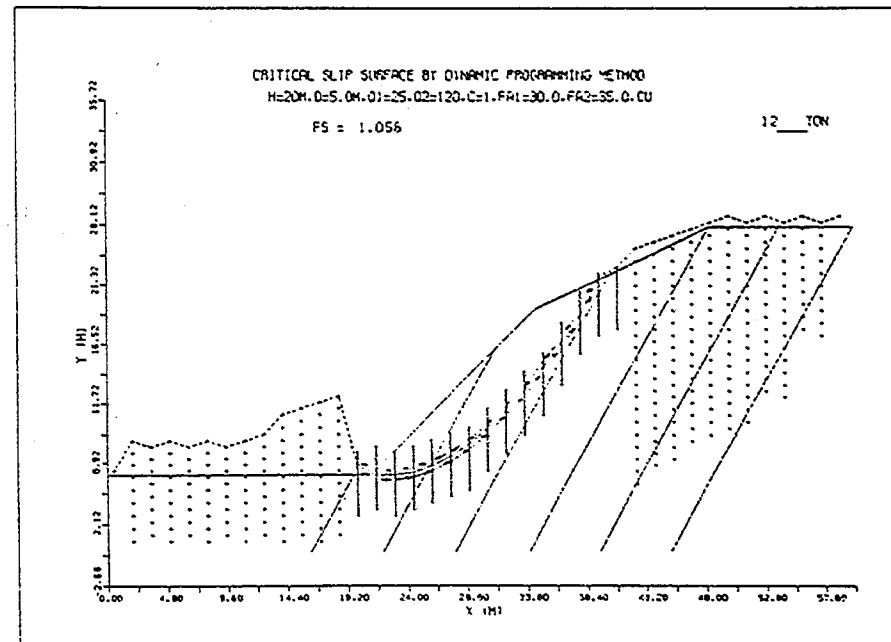
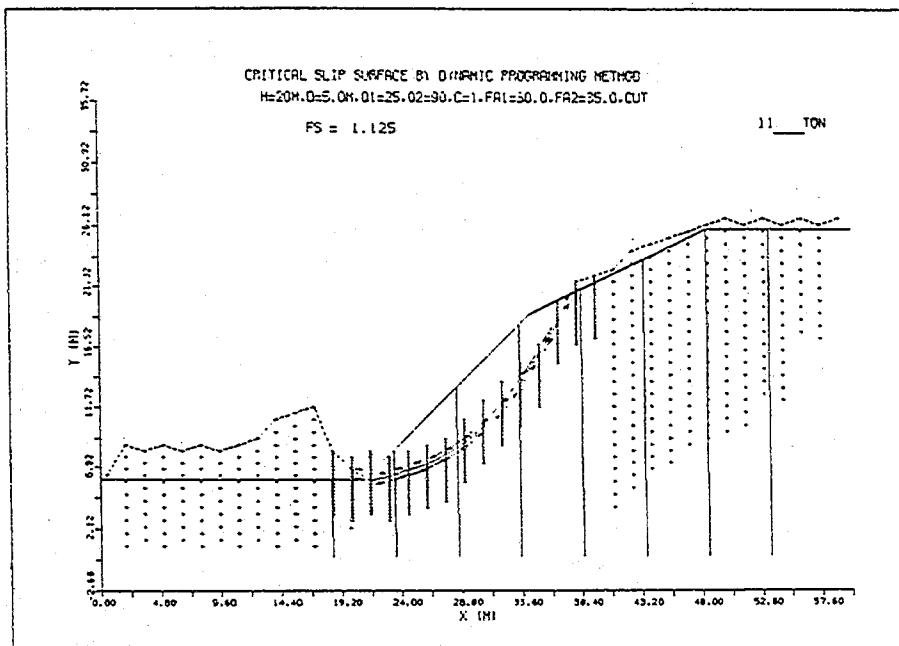


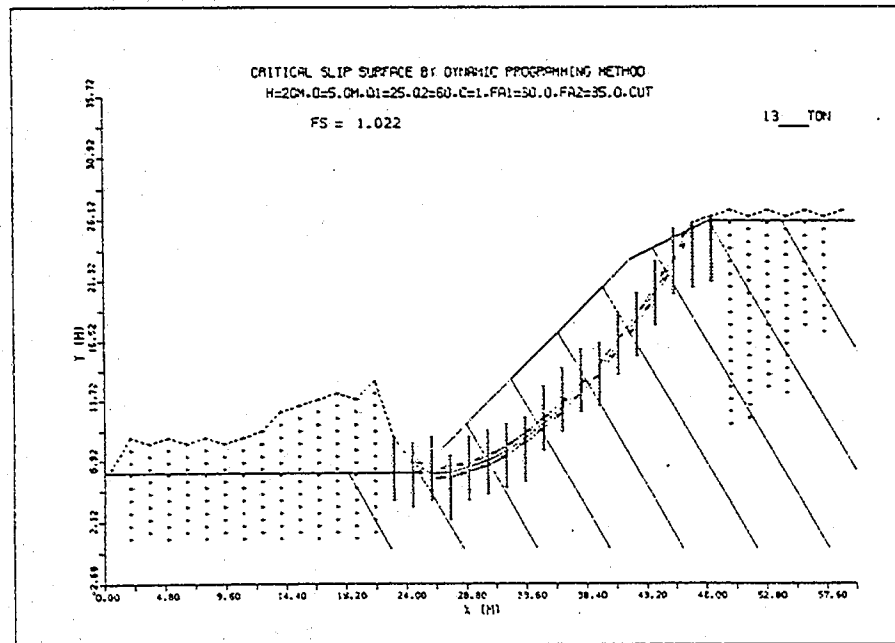
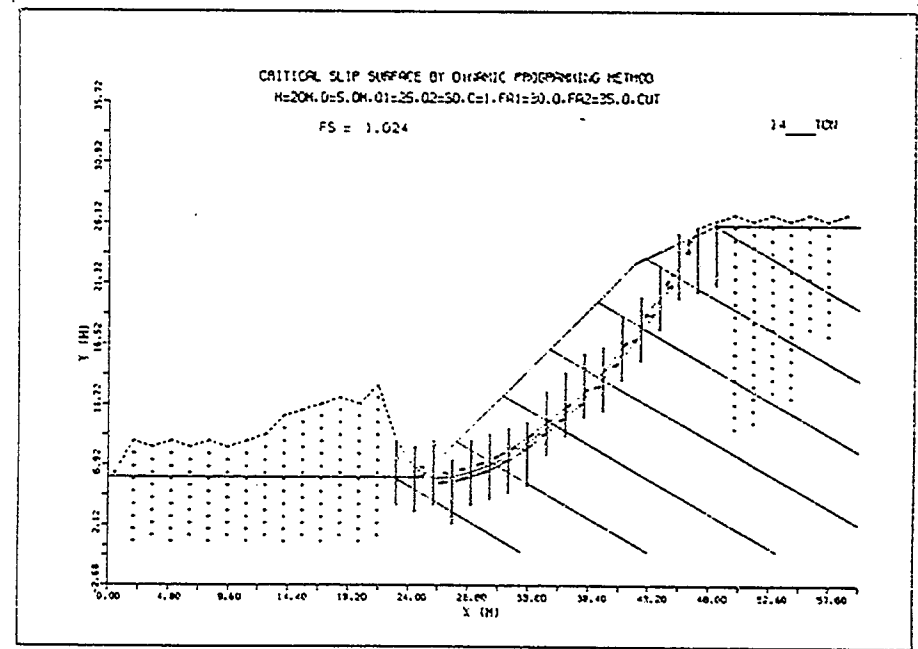
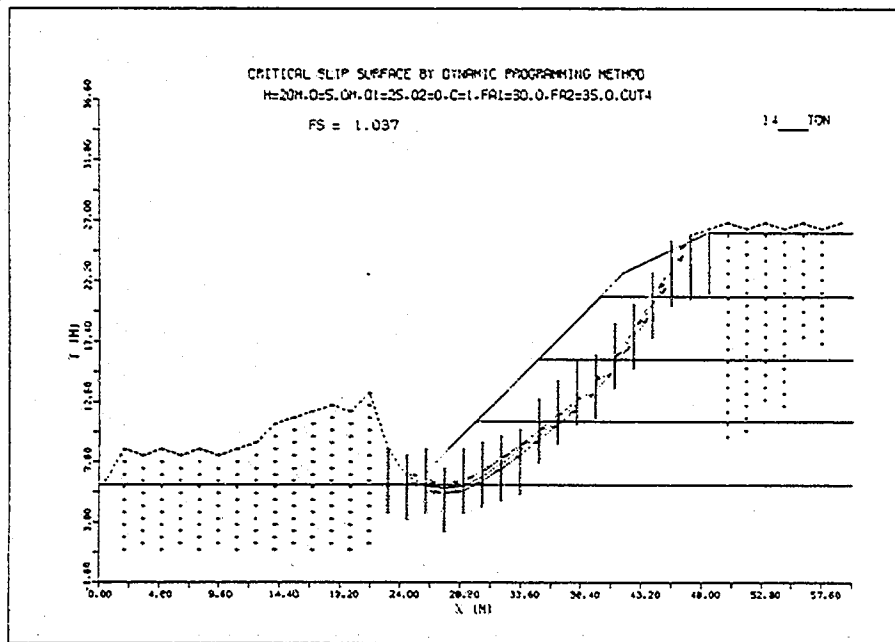


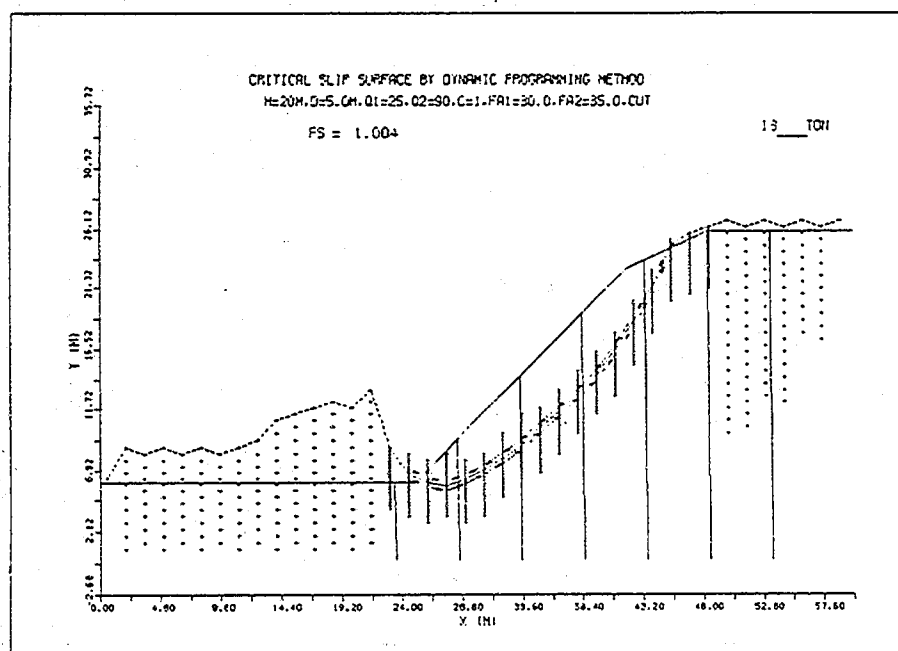
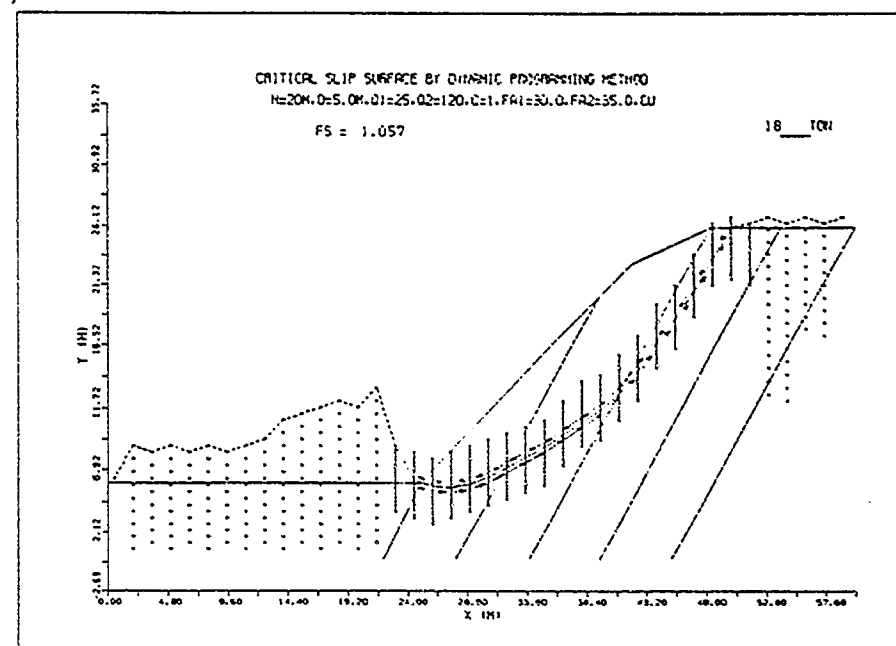
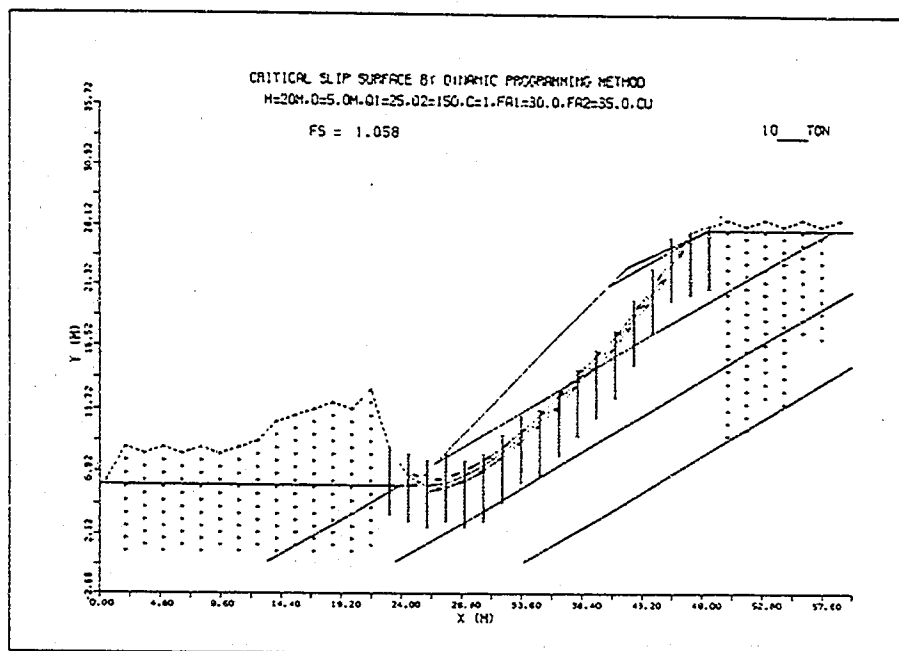


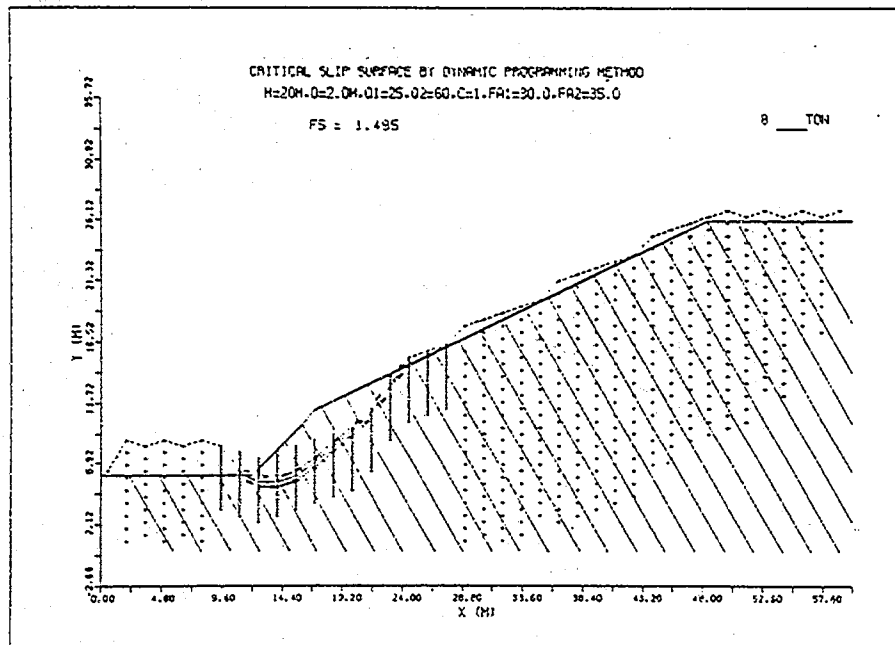
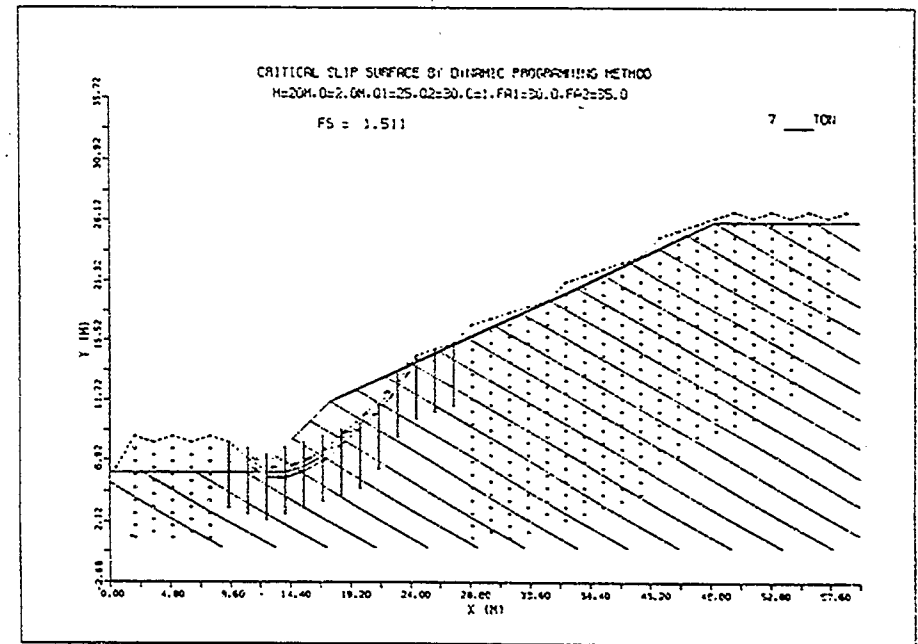
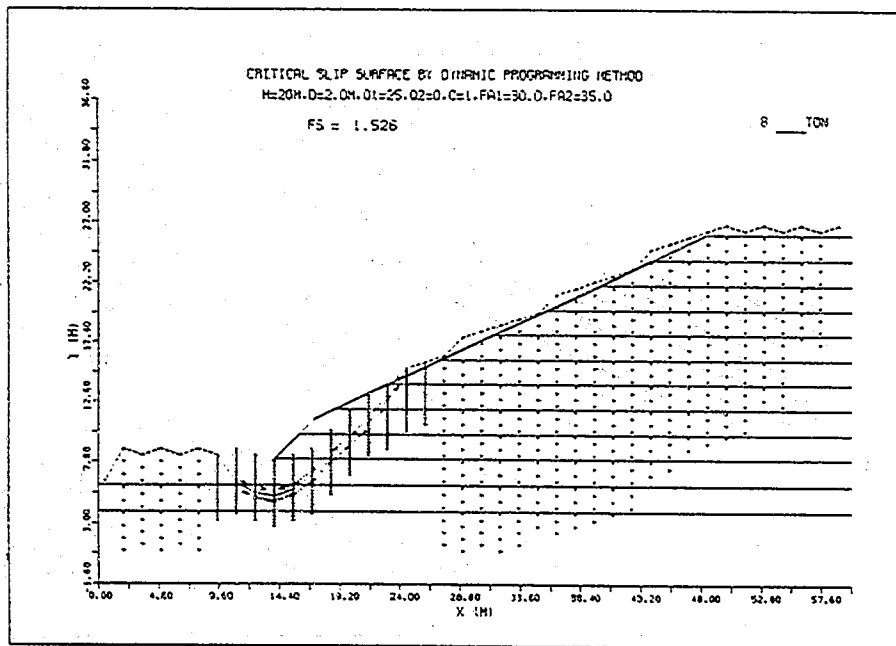


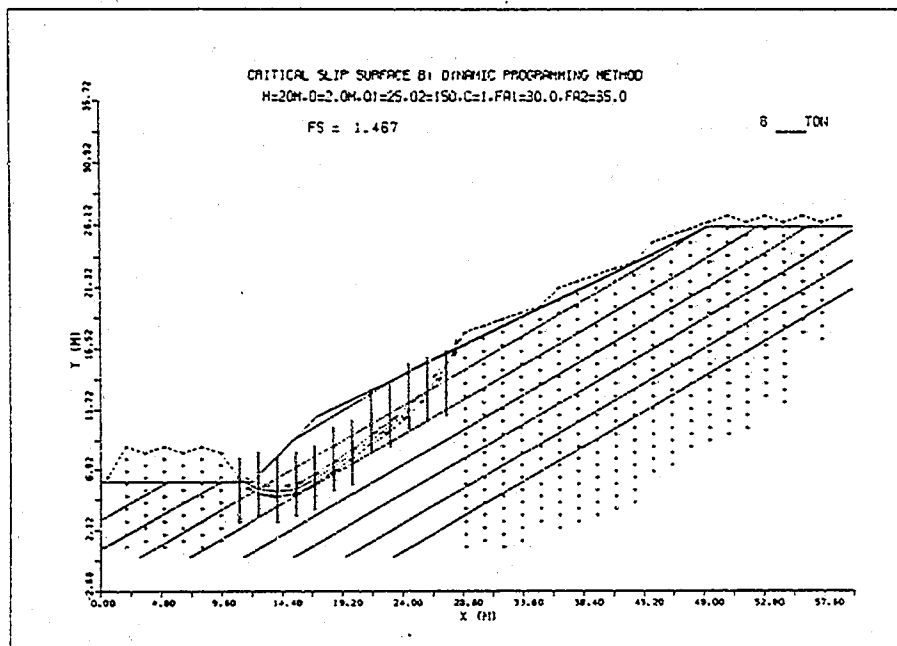
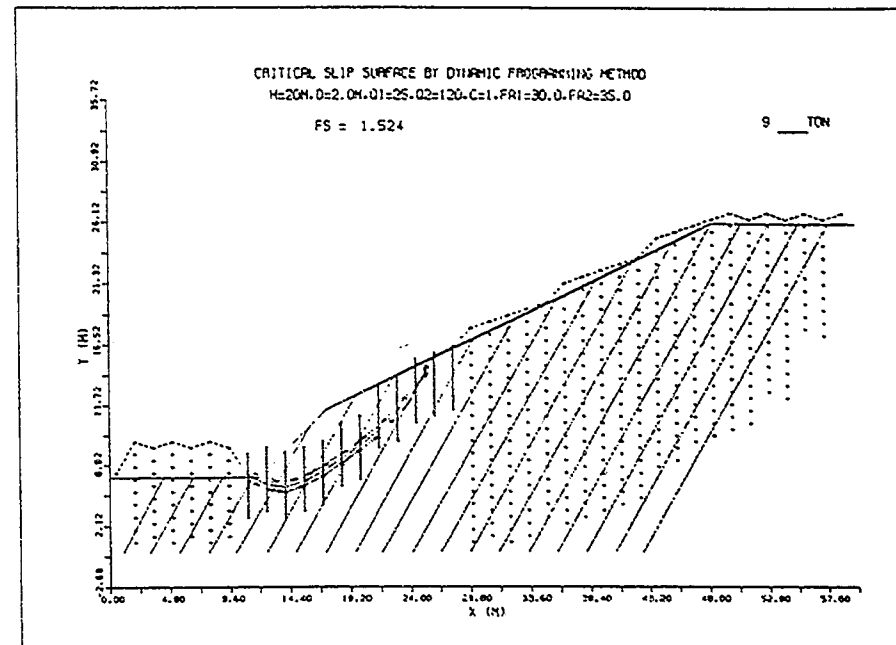
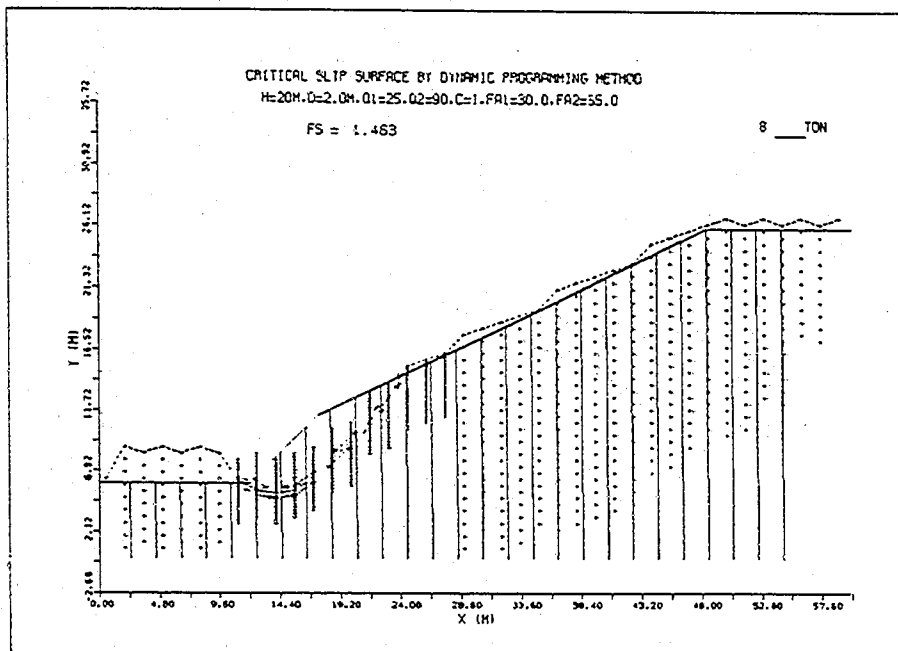


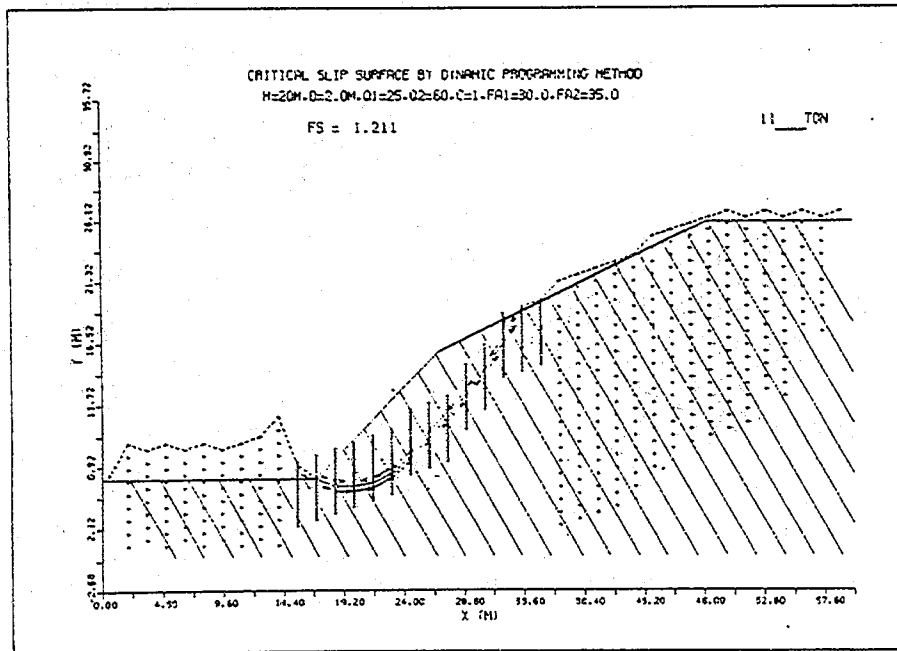
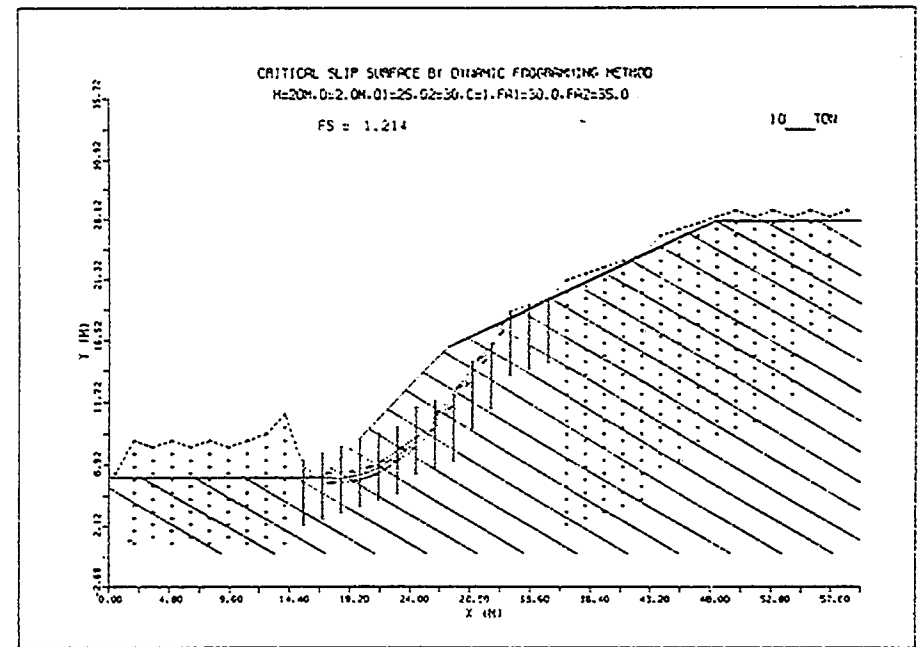
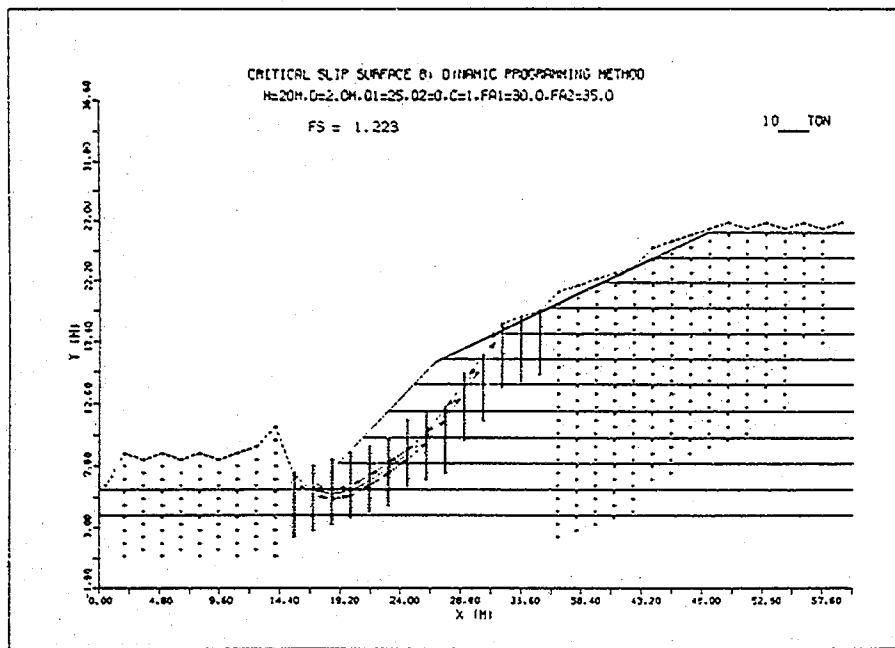


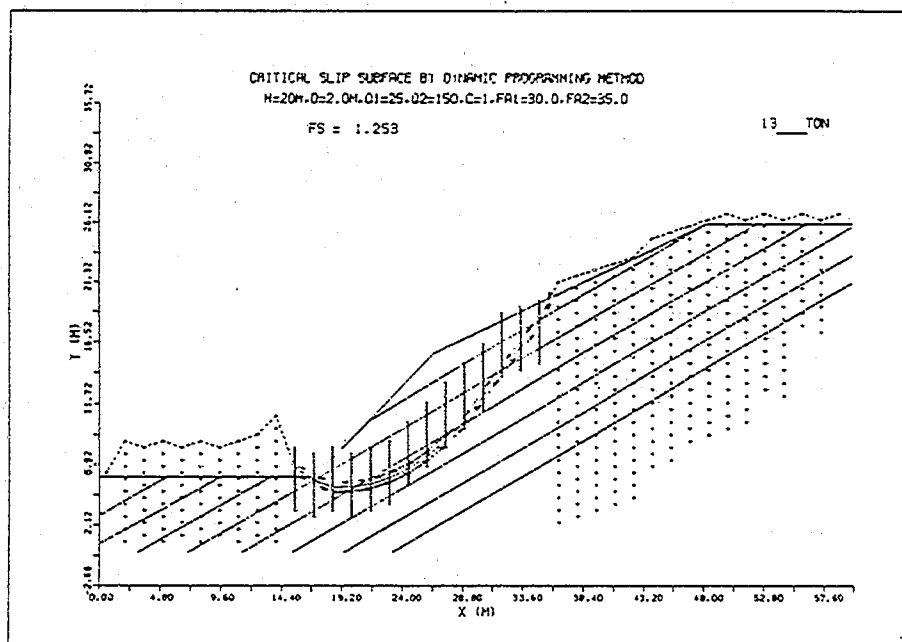
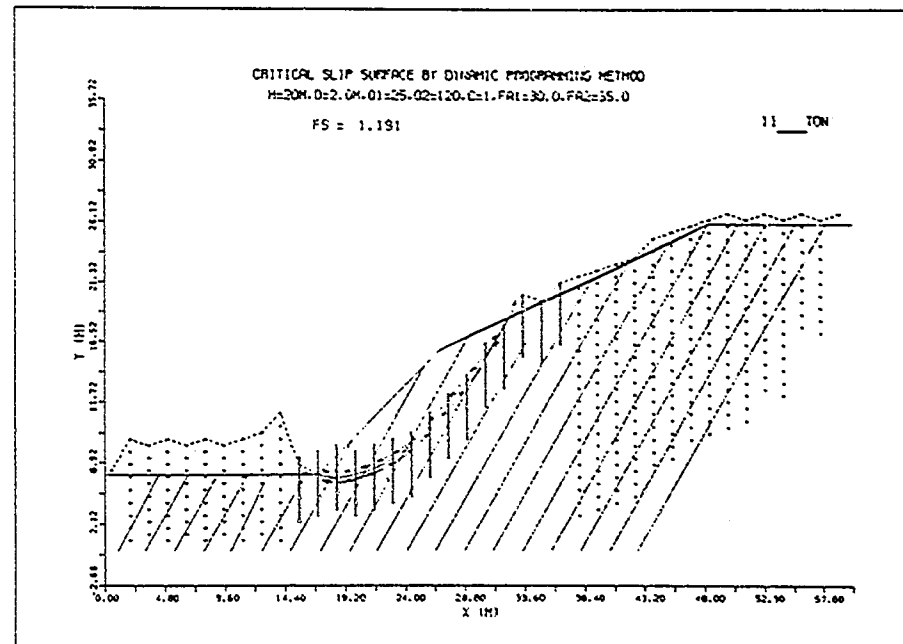
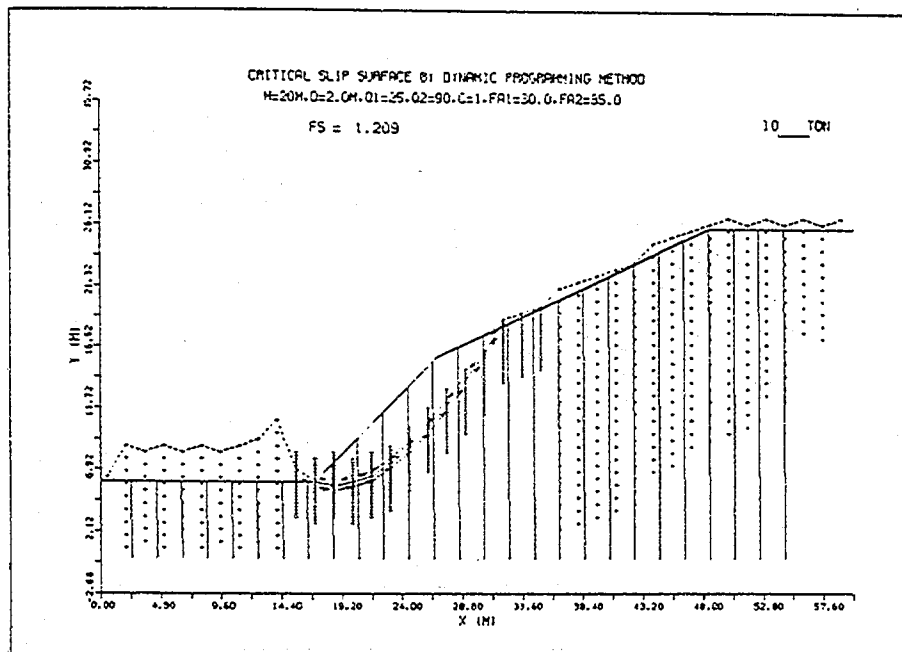


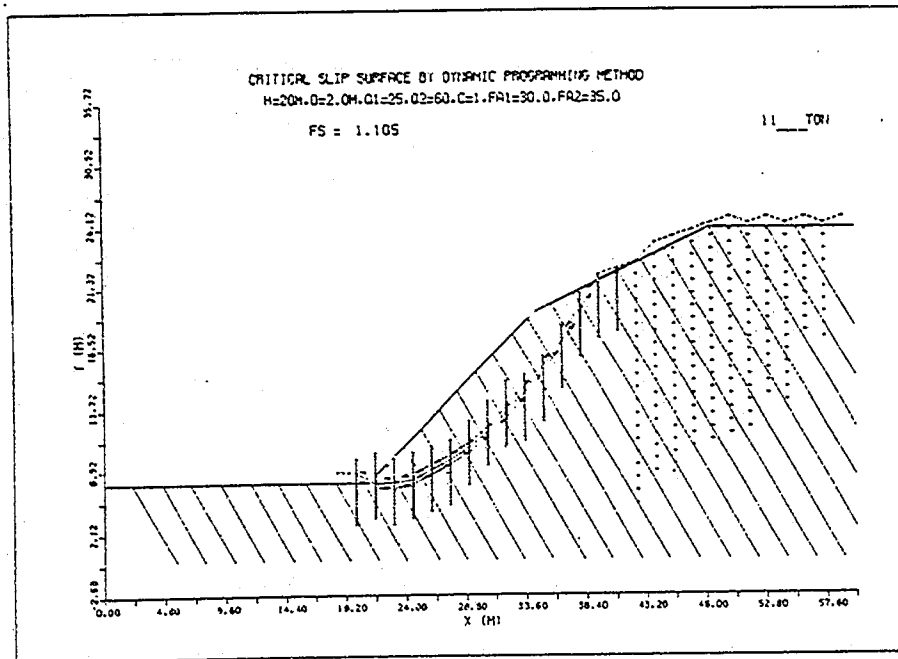
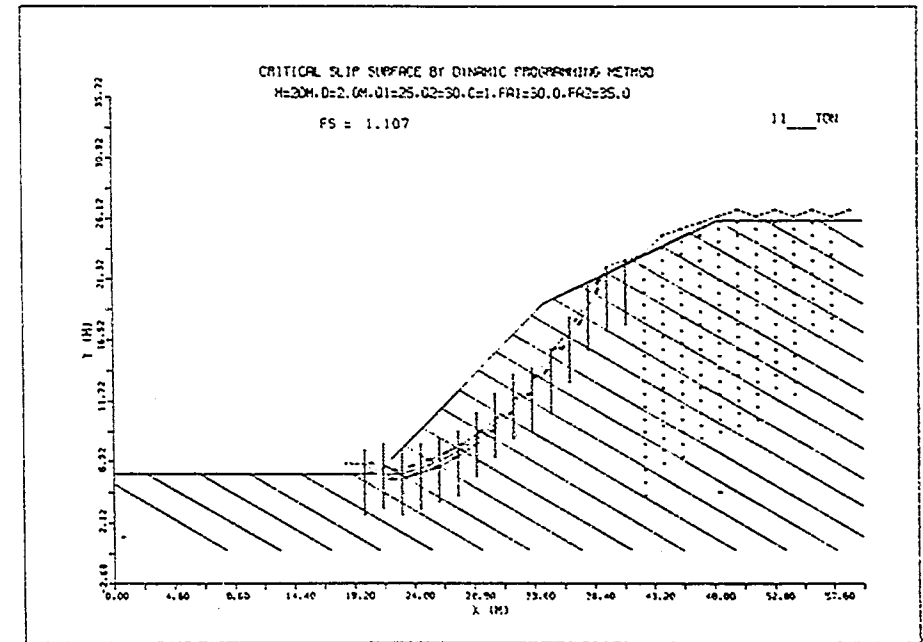
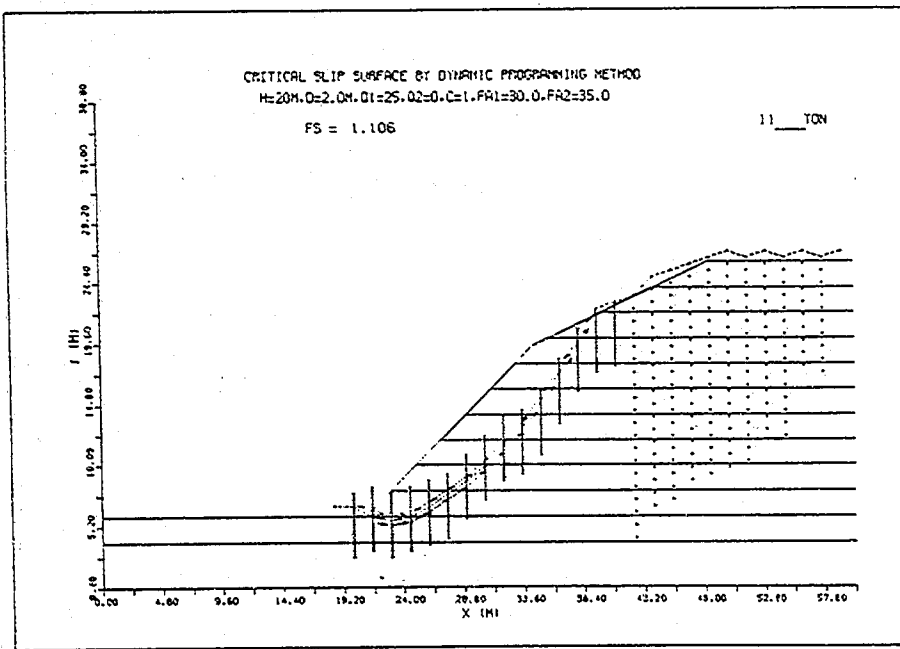


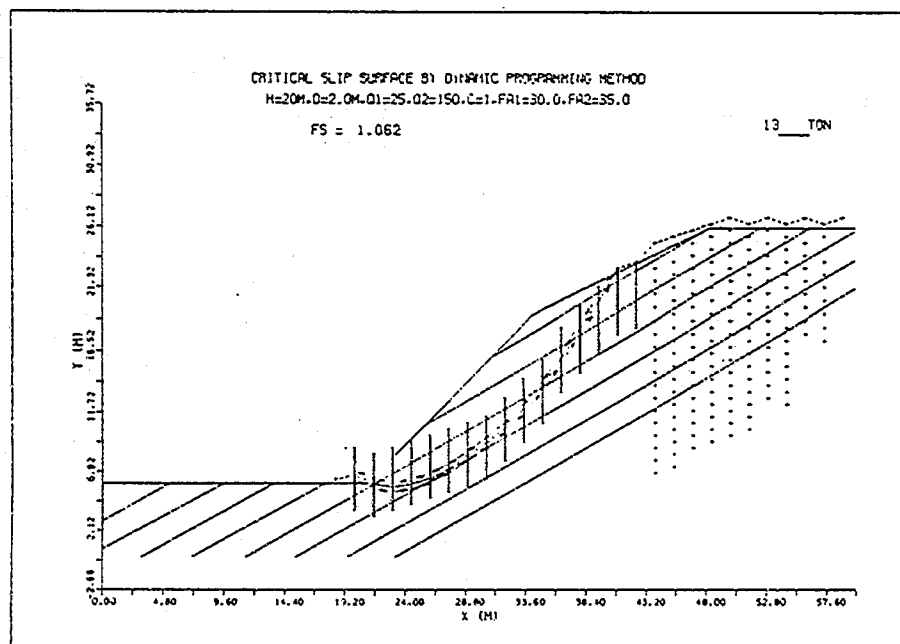
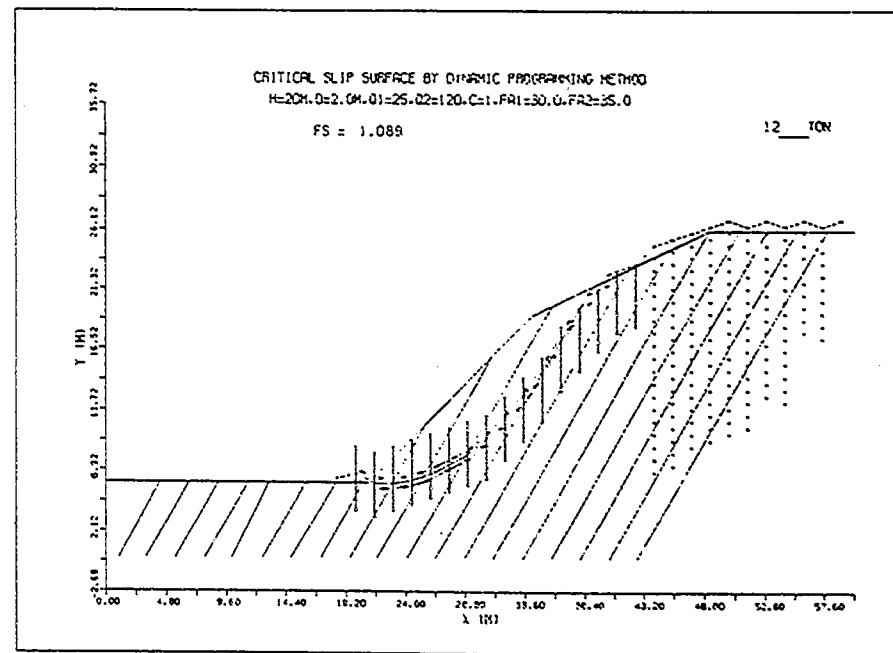
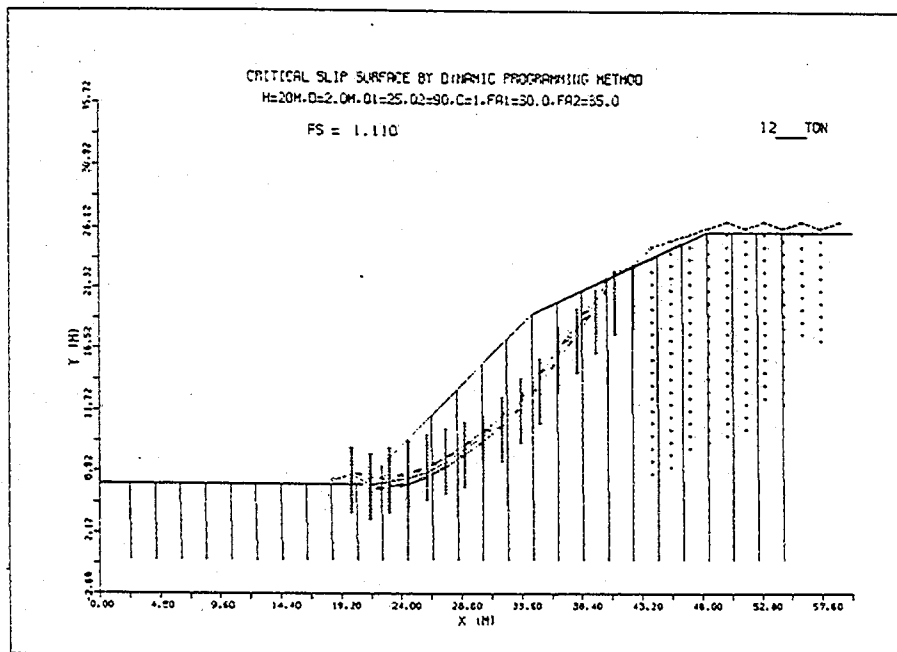


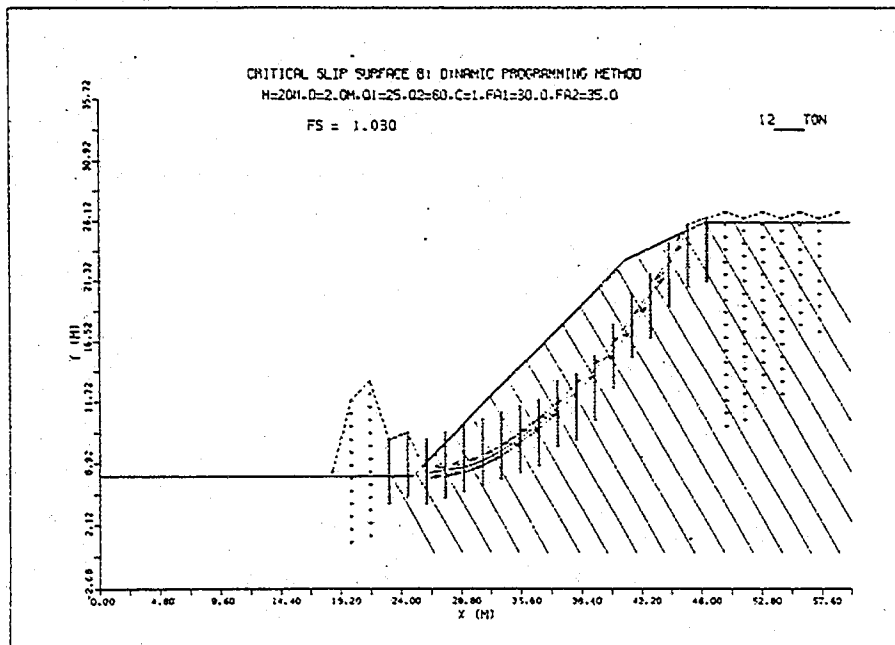
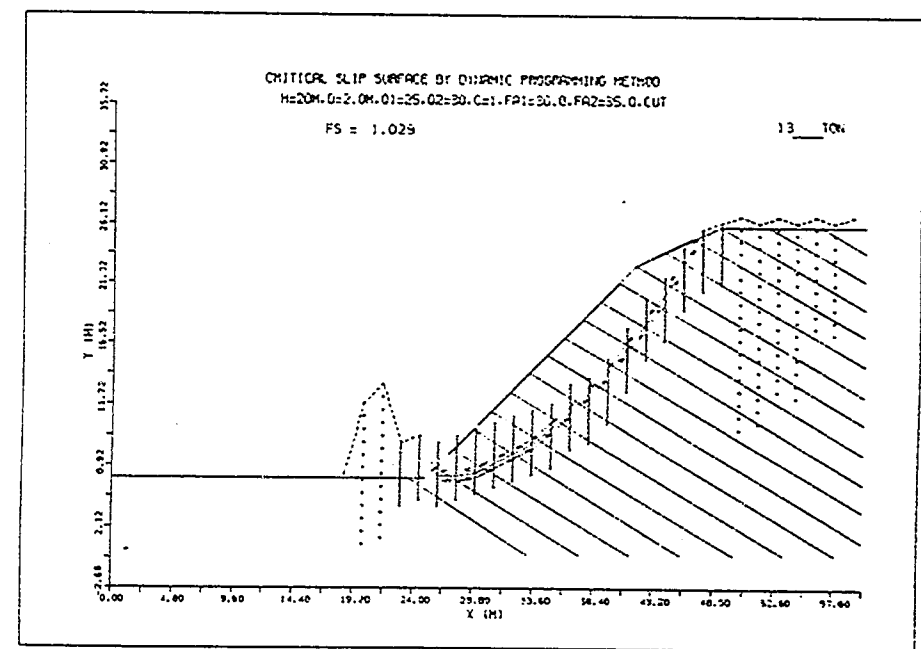
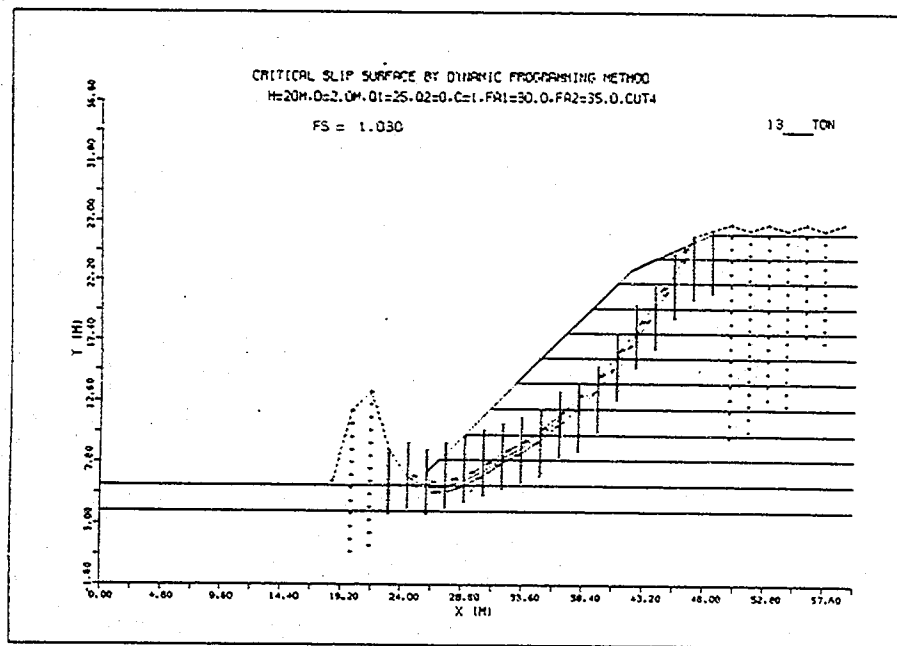


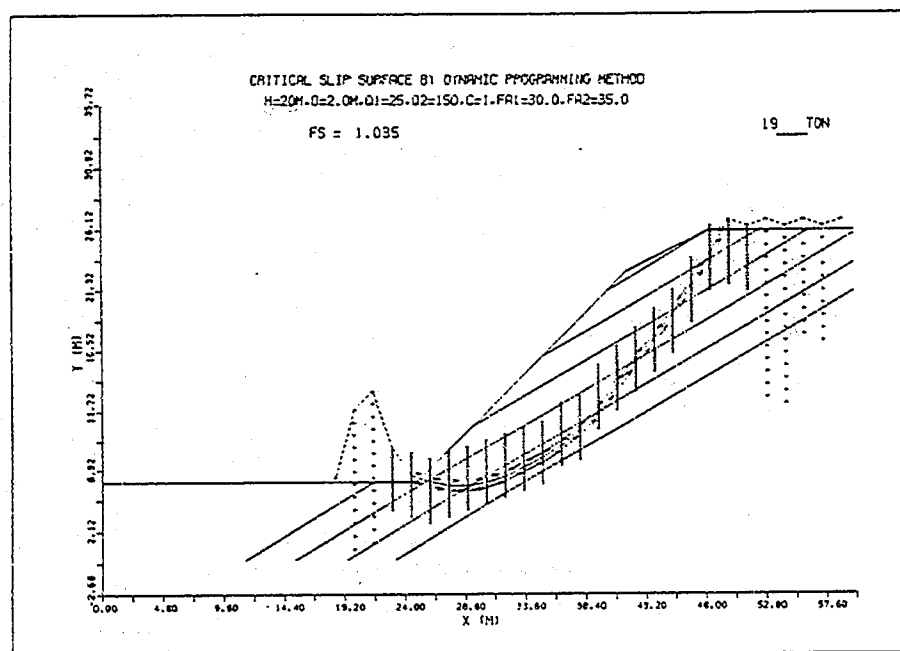
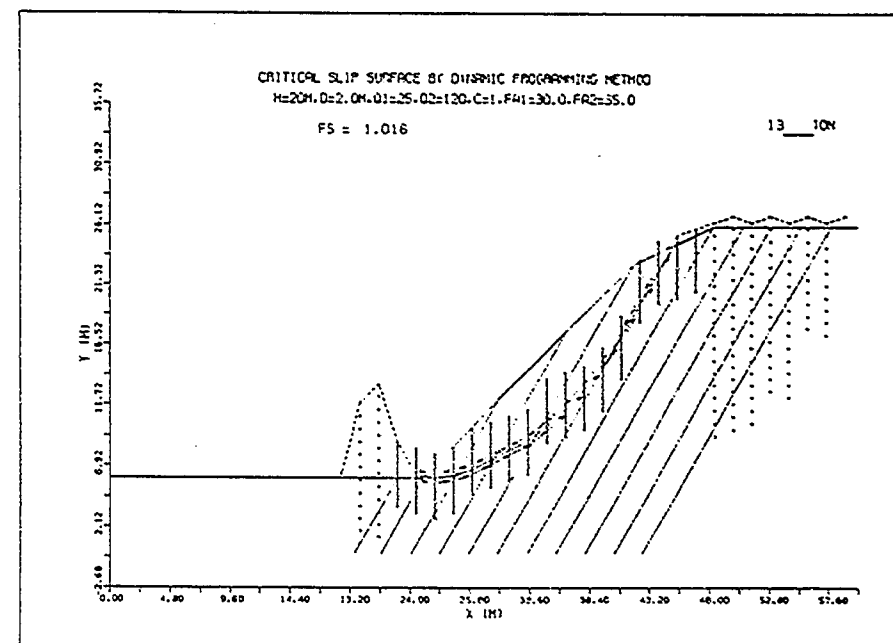
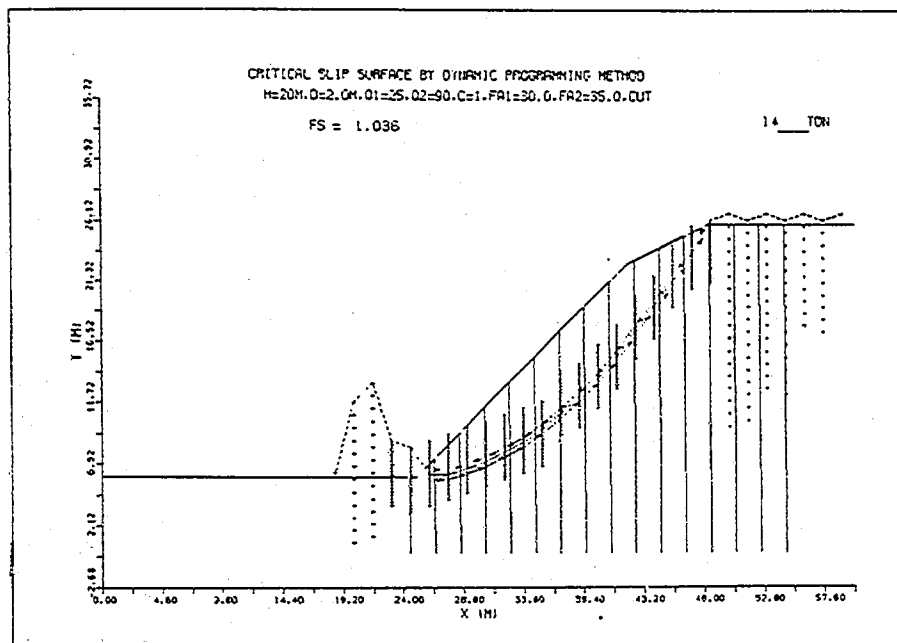












斜面構造と地すべりの安定度
に関する解析的研究

ISSN 0386-5878

土木研究所資料第 2884 号

平成 2 年 6 月 (1990)

地すべり研究室室長 中村浩之
復建調査設計株式会社 藤原英俊

要 旨

地すべりを発生しやすいと言われている斜面構造に着目して、その安定特性を解明する目的で動的計画法を用いた臨界すべり面解析法によるモデル斜面解析を行い、斜面構造の持つ安定度の定量化を試みたものである。

キーワード：地すべり，道路土工，臨界すべり面解析法，安定解析，
モデル斜面解析，動的計画法

郵便はがき

四十一円切
手をはって
下さい

3 0 5 - □ □

茨城県つくば市大字旭一番地

建設省土木研究所
地すべり研究室 御中

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所

土木研究所資料第2884号 部

上記のとおり受領しました。

所 属（住所）

氏 名 印