

ŞERİT TEMELLERİN TAŞIMA KAPASİTESİ

YÜKSEK LİSANS TEZİ

İnş .Müh. Arzu SERTER

Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 22 Haziran 1992

Tezin Savunulduğu Tarih : 8 Temmuz 1992

Tez Danışmanı

: Doç.Dr.Bülent ÖZÜER

Diğer Jüri Üyeleri

: Prof.Dr.Kemal ÖZÜDOĞRU

: Doç.Dr.İsmail Hakkı AKSOY

TEMMUZ 1992

T.C. YÜKSEKÖĞRETİM KURULU
DOĞUMANTASYON MERKEZİ

ÖNSÖZ

Bu çalışmada, elastik olduğu farzedilen ve mükemmel olarak da plastik olan yarı belirli kütleli zemin yüzeyindeki tek bir şerit temelın sınır taşıma kapasitesi araştırılmıştır.

Ayrıca ayak üzerine etkiyen kuvvetin normal kuvvet olduğu, aksenal yüklenildiği ve yükün zeminde plastik akış olana kadar artırıldığı kabul edilmiştir.

Araştırma süresince, tezimi yöneten ve çalışmalarım esnasında ilgi ve teşviklerini esirgemeyen, gerek tez, gerek diğer konularda değerli bilgilerinden faydalandığım Sayın Hocam Doç.Dr.Bülent ÖZÜER'e en içten teşekkürlerimi sunarım.

Ayrıca çalışmalarım süresince yardımlarını esirgemeyen tüm Zemin Mekaniği Öğretim görevlilerine teşekkürlerimi sunarım.

TEMMUZ_1992

İnş.Müh. Arzu SERTER

İÇİNDEKİLER

	<u>Sayfa No</u>
NOTASYON.....	V
ÖZET	VI
SUMMARY	VIII
BÖLÜM 1	
1.1. Giriş ve Açıklamalar.....	1
BÖLÜM 2.	
2.1. Literatürde benzer çalışmalar.....	3
BÖLÜM 3.	
3.1. Şerit temelin oturduğu zeminin göçmesi ve kırılma yüzeyleri.....	20
3.2. Sınır Analiz, Slip-Line ve Sınır Denge Yöntemleri	23
3.2.1. Sınır Denge Analizi.....	24
3.2.2. Plastik Sınır Analizi-Üst Modelli.....	27
3.2.3. Plastik Sınır Analizi-Basit Modelli...	30
3.2.4. Slip-Line Method.....	32
BÖLÜM 4.	
4.1. Genel bir $c-\phi-\gamma$ zemini üzerindeki bir şerit temelin taşıma kapasitesi	34
4.1.1. Prandtl Mekanizması.....	34
4.1.2. Hill Mekanizması	38
4.1.3. Sayısal Çözüm	41
4.1.4. Yüzeysel Temeller	42
4.1.5. Sığ ve Derin Temeller	44
4.1.6. Kayma çizgisi çözümleriyle karşılaş-tırma Cox(1962)	46
BÖLÜM 5.	
5.1. Kohezyonsuz zemin üzerindeki bir şerit temelin taşıma kapasitesi (N_γ faktörü)... 54	
5.1.1. Yüzeysel temeller	
- Prandtl ve Hill Mekanizmaları... ..	54
- Geliştirilmiş bir Prandtl Mekanizması....	59
- Alternatif bir Prandtl Mekanizması.....	60
- Mevcut çözümlerin sonuçlarıyla Karşılaştırma (yüzeysel temel).....	61
5.1.2. Sığ ve Derin Temeller	
- Değiştirilmiş Prandtl ve Hill Mekanizmaları.....	62

- Bir eğim üzerinde temel	65
BÖLÜM 6.	
6.1. Homojen olmayan (çok katlı) anizotropik zeminlerdeki temellerin taşıma kapasitesi	67
6.1.1. İki katlı kil tabakalarında anizotropi ve homojen olmama	68
- İzotrop olmama.....	68
- Homojen olmama	69
6.1.2. İki katlı killi tabakalarda temellerin taşıma kapasitesi	71
- Kırılma mekanizması	71
- Sayısal sonuçlar	75
6.1.3. Özet ve Sonuçlar	79
BÖLÜM 7.	
7.1. Taşıma kapasitesi faktörleri üzerinde formülsel -sayısal çalışma ve düşünceler..	80
BÖLÜM 8.	
8.1. Eksantrik olmayan (eksantrik) yük alan temeller	93
8.2. Zeminlerde gerilme yayılımı	96
8.3. Temeller arasındaki mesafenin küçük olması durumunda taşıma gücü	101
8.4. İki tabakalı zeminlerde taşıma gücü	103
BÖLÜM 9.	
9.1. Sonuçlar	105
KAYNAKLAR	113
ÖZGEÇMİŞ	114

NOTASYONLAR

q_0	= Zeminin Taşıma Kapasitesi
ϕ	= İç sürtünme Açısı
C	= Zeminin kohezif dayanımı
i	= Sınır taşıma kapasitesi
D	= Temel derinliği
B	= Temel genişliği
γ	= Zeminin birim hacim ağırlığı
α	= Açısal hız
G	= Boyutsuz zemin ağırlık parametresi
δ	= Temel tabanı sürtünme açısı
D/B	= Üst yüzey derinlik oranı
q_0/C	= Boyutsuz taşıma kapasitesi basıncı
N_c, N_q, N_γ	= Zeminin taşıma kapasitesi faktörleri
q	= Yüzey yükü
ϵ	= Açısal zemin parametresi
τ	= Zemin kayma gerilmesi $-(N/mm^2)$
σ	= Zemin normal gerilmesi $-(N/mm^2)$
θ	= Radyal kayma bölgesi ile kuşatılmış açı
η	= Açısal zemin parametresi
β	= Açısal zemin parametresi
P	= Temel üzerine etkiyen yük.
dF	= Eleman üzerindeki yerçekimi kuvveti
I	= Gösterilen eksene göre atalet momenti
e	= Eksantriklik parametresi
A	= Temel Alanı
R_e	= Düzeltme faktörü
P_p	= Pasif toprak basıncı
μ	= Poisson oranı

ÖZET

Şerit temellerin taşıma kapasitesi hakkında, günümüze kadar bir çok farklı çalışmalarda bulunulmuş dolayısıyla değişik yöntemler geliştirilmiştir.

Bu tez çalışmasında, elastik olduğu farzedilen ve mükemmel olarak da plastik olan yarı belirli kütleli zemin yüzeyindeki tek bir şerit temelın sınır taşıma kapasitesi üzerinde durulmuş ve bu konu ile ilgili değişik metodlar incelenmiştir.

Bu yöntemlerden sınırdenge veya plastik denge olarak adlandırılan yöntemler geleneksel olarak zeminin taşıma kapasitesi hakkında yaklaşık çözümler elde etmek için kullanılmıştır.

Bu yaklaşımın örnekleri Terzaghi(1943) ve Meyerhof (1951)'un çözümleridir.

Yöntem muhtemelen bir slip-line alanının oluşturulmasında en iyi yaklaşım olarak tanımlanabilir ve genellikle olduğu varsayılan bir hasar yüzeyi gerektirir. Hasar yüzeyi tarafından kuşatılmış ilgili zemin içersindeki gerilme dağılımı hakkında sağlıklı kabuller yapmak gereklidir.

Böylece etkiyen kuvvetler cinsinden taşıma kapasitesi hesabı için bir denge denklemi yazılabilir.

Sürekli sistemler mekaniğinin hiçbir denklemi iç veya dış hasar yüzeyinin herhangi bir yerinde yeteri kadar tatminkar değildir.

Çünkü gerilme dağılımı hasar yüzeyi ile uyumlu bir gerilme dağılımı ve tatminkâr edici denge için gerilme sınır koşullarından ve eğilme fonksiyonunun varlığından söz edemez. Sınır denge tekniği, sınır analizinin ve uç model tekniğinin temel felsefesinden faydalanmasına rağmen sınır denge çözümün bir uç model olmadığı bir hasar yüzeyi kabulü yapılır ve en az bir yanıt aranır.

Bütün analiz yöntemleri mükemmel plastiklik düşüncesinden faydalanmasına rağmen değişik analitik metodlarla ilgili çözümler arasındaki ilişki zemin mekaniği alanında genel kullanışı olmayan özel kavramlar ve termonoloji gerektirir.

Slip-line çözümü, basit bir model ve bundan dolayı da gerçek bir çözümdür.

Ağırlığı olan zeminler için slip-line çözümlerinin çoğu tam çözüm olarak gösterilmemiştir. Düzgün pürüzsüz temeller için bu çözümlerin tam çözüm olarak kullanılacağı söylenebilir.

Pürüzlü derin temeller için sınır analiz çözümleri iyi sonuçlar vermektedir.



SUMMARY

BEARING CAPACITY OF STRIP FOOTINGS

The problem under consideration in this work is the determination of ultimate bearing capacity of a single, strip footing bearing on a plane surface of a semi-infinite mass of soil that is assumed to be elastic-perfectly plastic material.

It is further assumed that the force acted on the footing is normally and centrally loaded and increased until penetration occurs as a result of plastic flow in the soil.

The load required to produce the complete plastic flow or failure of the soil support is called the critical load or the total ultimate bearing capacity. The average critical load per unit of area, q_0 is called the bearing capacity of the soil.

The value of the bearing capacity of a soil depends not only on the mechanical properties of the soil but also on the size of the loaded area, its shape and its location with the reference to the surface of the soil.

The investigation is limited to the bearing capacity, of strip footings on horizontal bearing areas for cohesive material with internal friction, and for special cases of purely cohesive and cohesionless materials.

The term "strip footing" is applied to a footing whose length is very long comparison with its width. It has a uniform width which essentially gives rise to a two-dimensional plane strain condition.

In most part of this work, the soil is assumed to be an isotropic, homogeneous, and elastic-perfectly plastic material which obeys the Coulomb yield condition and the associated flow rule. The limit analysis method here in does not consider the deformation of the and the solutions obtained are essentially the same as that assuming the soil to be rigid-perfectly plastic material.

In this work, First a brief description of the salient features of the limit analysis and limit equilibrium methods relevant to bearing capacity problems of footings will be given. Then we solve in succession the following problems:

(a) Computation of the ultimate bearing capacity of a footing on a cohesive ponderable soil (c - ℓ - γ soil).

(b) Computation of the ultimate bearing capacity of a footing on a cohesionless ponderable soil (ℓ - γ soil)

and

(c) Computation of the ultimate bearing capacity of a footing on a cohesive imponderable (weightless) (c - ℓ soil).

Slip-line solutions are frequently used in various of this work for comparison with the theoretical analysis solutions.

The so-called limit equilibrium or plastic equilibrium method has traditionally been used to obtain approximate solutions for the bearing capacity of soils. Examples of this approach are the solutions of Terzaghi (1943) and Meyerhof (1951). The method can probably best be described as an approximate approach to the construction of a slip-line field and generally entails an assumed failure surface. It is necessary to make sufficient assumptions about the stress distribution within the soil domain bounded by the failure surface such that an equation of equilibrium, in terms of resultant forces, may be written for bearing capacity determination.

None of the equations of continuum mechanics are explicitly satisfied everywhere inside or outside of the failure surface. Since the stress distribution is not defined precisely everywhere inside of the assumed failure surface, one cannot say definitely that a stress distribution compatible with the assumed failure surface and satisfying equilibrium, stress boundary conditions and the yield function exists. Although the limit equilibrium technique utilizes the basic philosophy of the upper-bound theorem of limit analysis, that is, a failure surface is assumed and a least answer is sought, a limit equilibrium solution may not be an upper bound. The method basically gives no consideration to soil kinematics, and equilibrium conditions are satisfied only in a limited sense.

It is clear then that a solution obtained using the limit equilibrium method is not necessarily an upper or a lower bound. However, any upper-bound limit analysis solution will obviously be a limit equilibrium solution.

In the following computations, the upper-bound technique of limit analysis is employed to generate approximate solutions to the bearing capacity problems. The lower-bound technique of limit analysis is not considered, but the computer method presented by Lysmer (1970) can be applied and may give good lower-bound solutions.

In which contributions to the bearing capacity from different soil and loading parameters are summed. These contributions are represented by the expression:

$$q_0 = cN_c + qN_q + \gamma \frac{1}{2} BN_\gamma$$

where the bearing capacity factors, N_c , N_q , and N_γ represent the effects due to soil cohesion c , surface loading, q and soil unit weight respectively. These parameters N are all functions of the angle of internal friction,

Terzaghi's quasiempirical method assumed that these effects are directly superposable, whereas the soil behavior in the plastic range is nonlinear and thus superposition does not hold for general soil bearing capacities.

Meyerhof (1951), using Terzaghi's concept, presents numerical results for shallow and deep footings by assuming failure mechanisms for the footing and by presenting results in the form of bearing capacity factors, N .

The reason for using the simplified method (superposition method) is largely due to the mathematical difficulties encountered when the conventional limit equilibrium method is used. Since the investigation of the influence of the weight of a soil on the plastic equilibrium of a footing has not yet passed beyond the stage of formulating the differential equations and integrating numerically for a given individual problem the general bearing capacity problem can best be solved in two stages:

The first stage is essentially based on an extension of the analytical work of Prandtl (1920) and Reissner (1924);

this assumes a weightless material and gives the first part of the bearing capacity $cN_c - qN_q$ in closed form expressions. The second stage is a semigraphical treatment based on an extension of the work of Ohde(1938), or the numerical integration scheme of Sokolovskii (1965), or the graphical method of de Jong (1957); this takes the weight of the material into account and gives the second part of the bearing capacity $\gamma(\frac{1}{2}B)N_\gamma$ in table or chart form.

The upper-bound technique of limit analysis is used herein to develop approximate solutions for the bearing capacity of strip footing on a general cohesive soil with weight. Analytical solutions are first obtained for smooth and rough and surface and subsurface footings. Numerical results are then calculated and compared with existing slip-line and limit equilibrium solutions. The limit analysis solutions for smooth, surface footings are shown to compare favorably with slip-line solutions. Meyerhof's solutions and the limit analysis solutions for rough, subsurface footings are shown to agree remarkably well.

The upper-bound technique of limit analysis is used here to develop approximate solutions for the bearing capacity of cohesive soils with weight. Solutions are presented for smooth and rough and surface and subsurface footings (shallow and deep). Soil is treated as a perfectly plastic medium with the associated flow rule. The limit analysis solutions for smooth surface footings are shown to compare favorably with slip-line solutions. Meyerhof's solutions and the limit analysis solutions for rough subsurface footings are shown to agree remarkably well.

The problem of the indentation of semi-infinite medium by a smooth, rigid wedge under conditions of plane strain was first solved by Hill et al. (1947) for a perfectly plastic Tresca material. An approximate method of solution to this problem was given later by Hodge (1950). Following the work of Hill et al., Shield (1953) obtained the solution of the same problem for the more general case of Coulomb material. Paslay et al. (1968) presented a solution of this problem using a special yield surface which was believed to be particularly appropriate for rock subjected to high hydrostatic pressure such as those found during deep drilling below the earth's surface.

The essential feature of this problem is that the plastic region changes in such a way that its configuration

always retains geometrical similarity to some initial state. The simplest examples of this type of deformation other than the wedge footing considered above are problems of the expansion of cylindrical and spherical cavities in unbounded space, beginning from zero radius.

The problem considered here is limited to the case of symmetric, rigid (non-deformable) wedge. Friction at the contact surface is neglected (the surface is lubricated). A number of other problems of this type of geometric similarity (oblique indentation by a rigid wedge, compression of a wedge by a rigid plane, etc.) have been studied by Hill (1950) and other authors for a perfectly plastic Tresca material.

The upper-bound technique of limit analysis is used herein to develop approximate solutions for the bearing capacity of cohesive soils with weight. Solutions are presented for smooth and rough surface, shallow and deep footings. Soil is treated as a perfectly plastic medium with the associated flow rule. The limit analysis solutions for smooth surface footings are shown to compare favorably with slip-line solutions. Meyerhof's solutions and the limit analysis solutions for rough, shallow and deep footings are shown to agree remarkably well.

It has been shown that the upper-bound technique of limit analysis can predict bearing capacities of cohesive ponderable soils with internal friction to within a reasonable degree of accuracy, for ϕ ranging from 0° to 40° and G ranging from 0 to 5. At the least, it can be said that the results compare favorably with existing limit equilibrium solutions.

The most forceful argument for the adoption of the limit analysis method is the fact that is rational basis allows it to be conveniently extended to more complex bearing capacity problems. For example, as demonstrated here, the limit analysis method can be easily adopted to the solution of layered soils. More important, the method can be used to obtain upper and lower-bound solutions of the three dimensional bearing capacity problem where exact solutions of the equations of plasticity are all but impossible except for the most elementary of problems.

BÖLÜM 1

1.1. GİRİŞ ve AÇIKLAMALAR

Zeminlerin taşıma gücü, zemin mekaniğinin üzerinde çok durulmuş ve araştırma yapılmış önemli konularından bir tanesidir. Taşıma gücünün incelenmesi ve bunun yanı temel altındaki zeminde ilave yükten dolayı meydana gelebilecek kırılma yüzeylerinin çeşitli denklemlerle ifade edilmesi pek çok zemin mekaniği araştırmacısı için önemli bir inceleme konusu olmuştur. Burada ele alınacak problem, elastik olduğu farzedilen ve mükemmel olarakda plastik olan yarı belirli kütleli zemin yüzeyindeki tek bir şerit temelin sınır taşıma kapasitesini belirlemektir.

Ayrıca burada ayak (temel) üzerine etkiyen kuvvetin normal kuvvet olduğu, eksenel yüklenildiği ve yükün zeminde plastik akış olana kadar artırıldığı kabul edilmiştir.

Alana (temel ve dolayısıyla zemin) etkiyen yükün arttırılması halinde zemin içinde meydana gelen kayma yüzeyleri boyunca hareketler başlar ve neticede zemin kırılır. Zemin desteğini yıkıma uğratmak veya tam plastik akışı elde etmek için gereksinim duyulan yüke kritik yük veya toplam sınır taşıma kapasitesi denir.

Birim alan için ortalama kritik yük, q_0 zeminin taşıma kapasitesi olarak adlandırılır.

Zeminin taşıma kapasitesinin değeri sadece zeminin mekanik özelliklerine değil ayrıca yüklenilen alanın yani temelin boyutuna, temelin şekline ve onun zemin

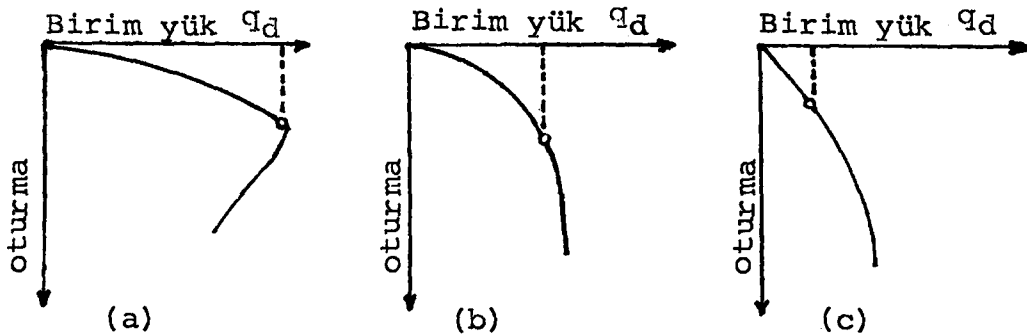
yüzeyindeki yerleşim durumuna (derinliğine, yük dağılımı ve yükün periyodik etkimesi) bağlıdır.

Burada zeminin mekanik özellikleri derken, anlatmak istediğimiz kırılma düzlemleri boyunca ortaya çıkan kayma gerilmeleridir. Burada araştırmamız, yatay taşıma alanlarında, şerit temellerin taşıma kapasitesi, iç sürtünmeli kohezif malzemeler ve özel durumlarda tamamen kohezif veya kohezif olmayan malzemeler için sınırlandırılmıştır. Şerit temel terimi, genişliği ile karşılaştırıldığında uzunluğu çok fazla olan temeller için kullanılır. Bu temeller iki boyutlu düzlemsel gerilme durumu açığa çıkaracak şekilde üniform bir genişliğe sahiptirler.

Yük-oturma diyagramı çizildiğinde bulunan eğriler, belirli q yükü değerinden sonra yaklaşık doğru şeklindedir.

İşte, zeminin bu q yükü altında kırıldığı (göçtüğü) kabul edilir. Eğrinin şekli temel zemininin özelliklerine göre farklılıklar gösterir.

Gevşek ve yumuşak bir zemindeki yük oturma eğrisi (Şekil 1.1.b). Sıkı veya katı bir zeminin yük-oturma eğrisi (Şekil 1.1.a) da görülmektedir.



Şekil 1.1- Yük-oturma eğrisi

BÖLÜM 2

2.1. LİTERATÜRDE BENZER ÇALIŞMALAR

Zeminlerin Taşıma Gücünün Bulunması

Rankine W.J.M.(1885): Kum gibi kohezyonsuz kuru ve gevşek bir zemin üzerindeki temelde araştırmalarda bulunmuştur. Kumlu zemin üzerine oturan, z derinliğindeki bir temelde stabilitenin sürtünme ile sağlandığını kabul etmiştir.

Zemin üst yüzündeki q ilave yükü ihmal edilmiştir. Zemin iç sürtünme açısı olarak ϕ , temelin zemine uyguladığı taban basıncı olarak σ_1 maksimum gerilmesi alınmıştır.

$$\sigma_1 = \gamma \cdot z \cdot \tan^4(45 + \phi/2) \quad \text{Rankine w.J.M taşıma gücü formülü} \quad (2.1)$$

Rankine formülleri kohezyonsuz zeminler için geçerlidir.

Zemine ait sürtünme ve kohezyon terimlerinin birleştirilmesi halinde (2.1) formülü aşağıda gösterilen (2.2) formülüne dönüşür.

$$\sigma_u = \gamma \cdot z \cdot \tan^4(45 + \phi/2) - P_i \cdot |\tan^4(45 + \phi/2) - 1| \quad (2.2)$$

$$P_i = c \cdot \cot \phi$$

ve

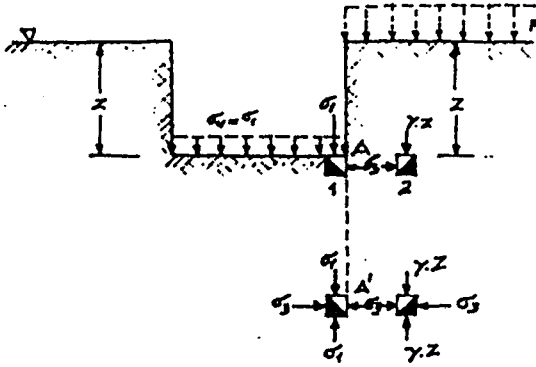
$c=0$ olması halinde

$$\sigma_u = \gamma \cdot z \cdot \tan^4(45 + \phi/2) \quad \text{olur.} \quad (2.3)$$

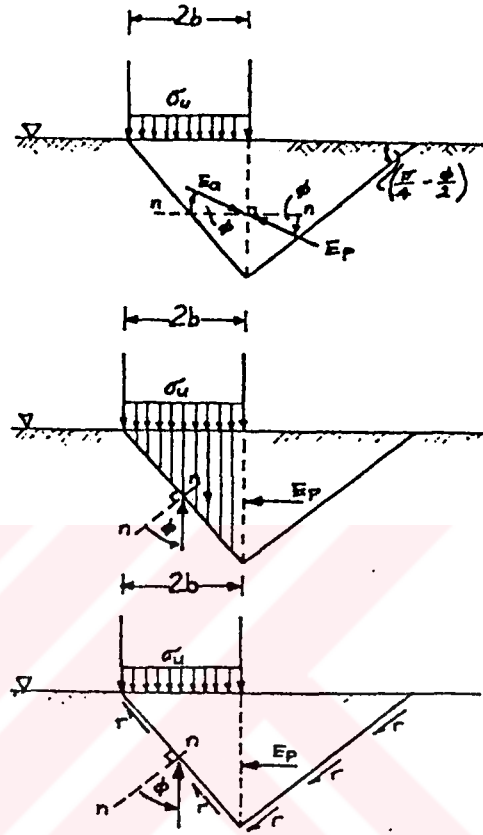
Bu da Rankine formülüdür.

Rankine ve Pauker denklemleri temel genişliğinden bağımsızdır. İlave yük(q) olması halinde kohezyonsuz zeminlerde toplam taşıma gücü

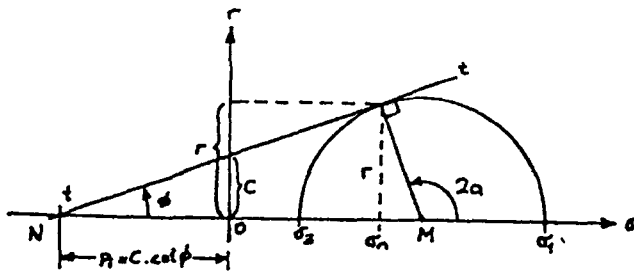
$$\sigma_u = (\gamma z + q) \tan^4(45 + \phi/2) \quad \text{olur.} \quad (2.4)$$



Şekil 2.1. Rankine sistemi



Şekil 2.2- Pauker kabulü



Şekil 2.3-

kohezyonlu zeminlerde

$$\sigma_u = (\gamma z + q) \operatorname{tg}^4(45 + \phi/2) + \frac{c}{\operatorname{tg} \phi} | \operatorname{tg}^4(45 + \phi/2) - 1 | \quad (2.5)$$

şeklindedir.

Bell A.L (1915): Pauker ve Rankine formüllerini kohezyonlu zeminlere tatbik edilecek şekilde düzenlemiştir.

Bell eşitliği klasik toprak basıncı teorisine dayanır. Kohezyonlu zeminde meydana gelen kritik gerilme, aktif toprak basıncı durumunda,

$$\sigma_u = \gamma \cdot z \cdot \operatorname{tg}^4(45 + \phi/2) + 2c | \operatorname{tg}^3(45 + \phi/2) + \operatorname{tg}(45 + \phi/2) | \quad (2.6)$$

dır.

Biri temel temel köşesinde, diğeri de zemin yüzünden z derinliğinde bulunan 2 zemin prizmasının dengesini düşünelim. Klasik toprak basıncı kabullerine göre taban basıncı σ_u , iki nolu prizmada σ_{III} aktif basıncını oluşturur.

$$\sigma_{III} = \sigma_3 \cdot \operatorname{tg}^2(45 - \phi/2) - 2c \cdot \operatorname{tg}(45 - \phi/2) \quad (2.7)$$

dır.

σ_3 düşey gerilmesinin II nolu zemin prizmasındaki etkisiyle I nolu zemin prizmasında

$$\sigma_1 = \sigma_3 \cdot \operatorname{tg}^2(45 + \phi/2) + 2c \cdot \operatorname{tg}(45 + \phi/2) \quad (2.8)$$

pasif basıncı meydana gelir. Burada $\sigma_3 = \gamma \cdot z$ dür.

$$\sigma_1 = \sigma_{III} \text{ olması durumunda,}$$

kohezyonlu zeminlerde $(\phi - c)$ taşıma gücü formülü

$$\sigma_u = \gamma \cdot z \cdot \operatorname{tg}^4(45 + \phi/2) + 2 \cdot c \cdot \operatorname{tg}(45 + \phi/2) | \operatorname{tg}^2(45 + \phi/2) + 1 | \quad (2.9)$$

ile ifade edilir.

$c=0$ için bu eşitlik

$$\sigma_u = \gamma \cdot z \cdot \tan^4(45 + \phi/2) \quad (2.10)$$

ve $\phi=0$ içinde

$$\sigma_u = \gamma \cdot z + 4c \quad \text{elde edilir.} \quad (2.11)$$

$\phi=0$ ve $z=0$ olması halinde

$$\sigma_u = 4c \quad (2.12)$$

olur.

Aynı ifade Casagrande A. ve Fadum, R.E.(1944) tarafından, kabullerle sadece kohezyonlu zeminler için çıkartılmıştır.

Prandtl(1920) ve (1921): Taşıma gücü formülünün çıkarılmasında, temel altındaki kırılma yüzeylerinin bir kısmını eğri olarak kabul etmiştir. Aynı zamanda temel zemininin ağırlıksız olduğunu düşünmüştür.

Doğrusal kayma yüzeylerini birleştiren logaritmik spiral içinde

$$r = r_0 \cdot e^{\pi/2 \tan \phi} \quad \text{ifadesi kullanılmıştır.} \quad (2.13)$$

Zemin yüzüne oturan temellerde ($z=0$), sürtünmeli ve kohezyonlu zeminlerde, taşıma gücü Prandtl tarafından

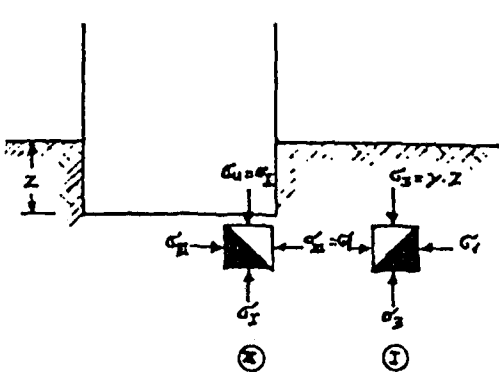
$$\sigma_u = c \cdot \cot \phi \cdot | \tan^2(45 + \phi/2) e^{\pi \tan \phi} - 1 | \quad (2.14)$$

formülü ile verilmiştir.

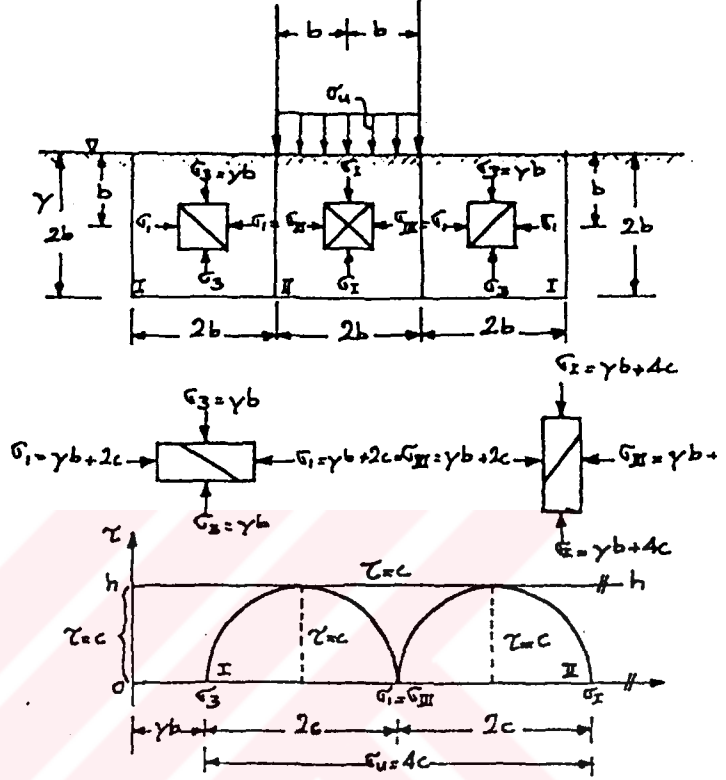
$c > 0$ ve $\phi = 0$ durumunda (2.14 formülü)

$$\sigma_u = c \cdot (2 + \pi) = 5.14 c \quad \text{şeklini alır.} \quad (2.15)$$

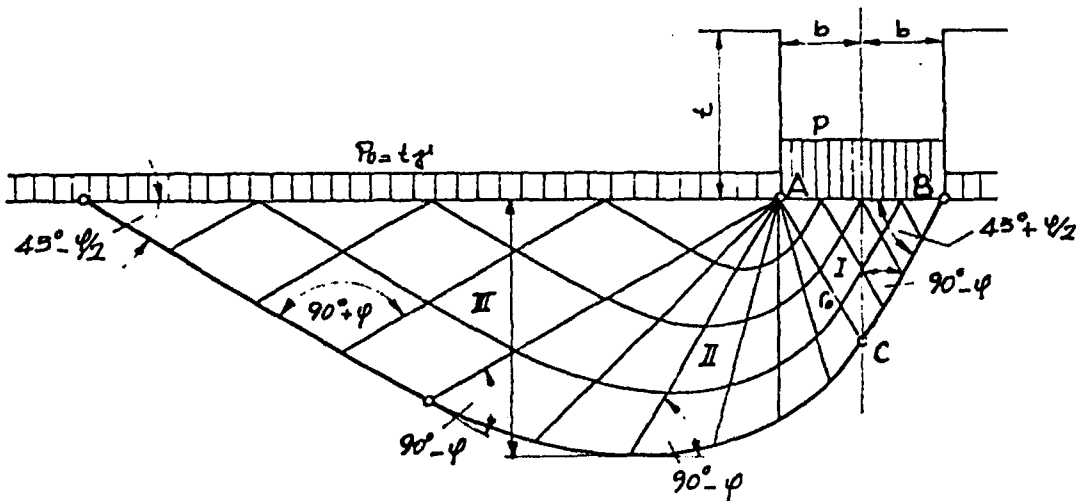
Prandtl tarafından öne sürülen bu teori, zeminin plastik durumunda geçerli olan gerilme şartlarının analizine dayanır. Aynı zamanda diğer teorilerde olduğu gibi zemin homojen ve izotrop tur.



2.4- Bell sistemi



Şekil 2.5-Casagrande-Fadum kabulü



Şekil 2.6- Prandtl kabulü

Caquot(1934) tarafından (2.14) formülü, sürtünmeli ve kohezyonlu zeminlerde, zemin üst yüzünde ilave yük bulunması- da düşünülerek genel şekilde ifade edilmiştir.

$$\sigma_u = c \cdot \cot \phi \left| \tan^2(45 + \phi/2) \cdot e^{\pi \tan \phi} - 1 \right| - \gamma \cdot z \cdot \tan^2(45 + \phi/2) \cdot e^{\pi \tan \phi} \quad (2.16)$$

Fröhlich(1934) temel genişliğini ihmal ederek, zeminin, γ, c, ϕ ve D' 'ye bağlı olarak zeminin taşıyabileceği kritik yükü

$$P_c = \gamma \cdot z \cdot \alpha - c \cdot \frac{\alpha - 1}{\tan \phi} \quad \text{şeklinde vermiştir.} \quad (2.17)$$

Burada

$$\alpha = \frac{\pi}{\cot \phi - (\pi/2\phi)} \quad \text{dir.} \quad (2.18)$$

Buisman (1940), zeminlerin taşıma gücünün bulunmasında temel genişliğinin etkisininide kabul ederek şu ifadeyi vermiştir.

$$\sigma_u = P_o \cdot V_o + c \cdot V_c + \gamma \cdot b \cdot V_y \quad (2.19)$$

b =temel genişliği ve

$$V_o = \tan^2(45 + \phi/2) \cdot e^{\pi \tan \phi} \quad (2.20)$$

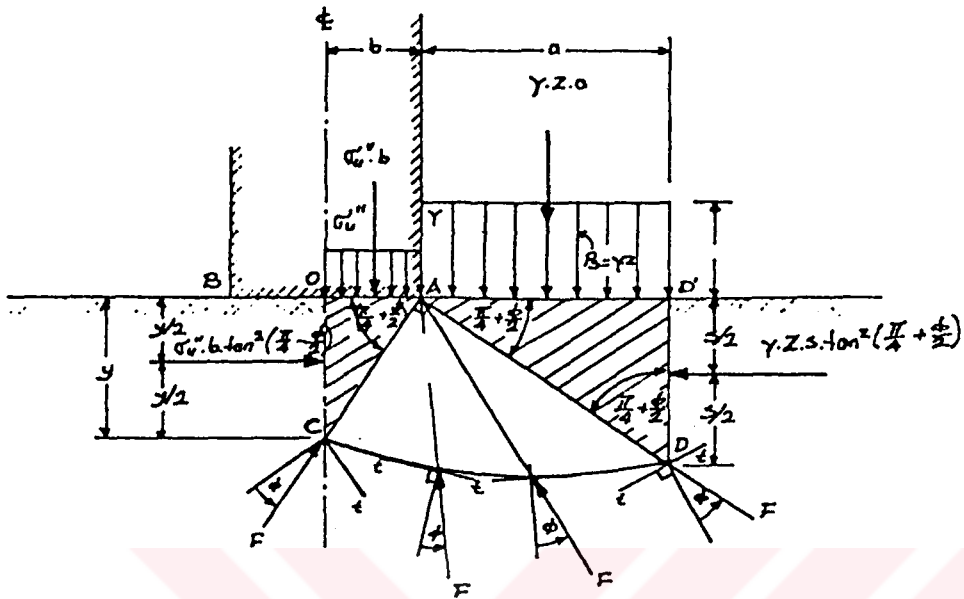
$$V_c = \frac{1}{\tan \phi} \left| \tan^2(45 + \phi/2) e^{\pi \tan \phi} - 1 \right| \quad \text{dir.} \quad (2.21)$$

V_y faktörü ise ϕ açısına bağlı olarak değişir ve boyutsuzdur.

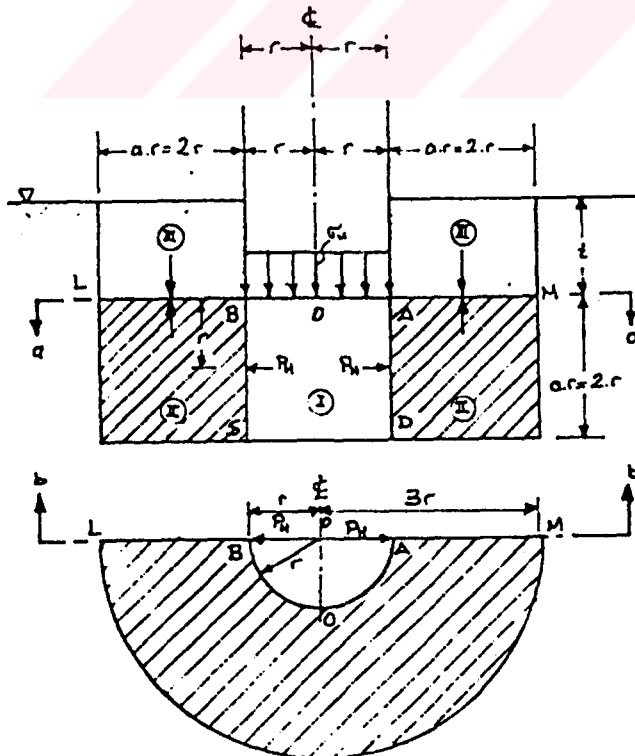
Terzaghi(1925), taşıma gücünü temel altındaki zeminin birim hacim ağırlığına (γ); dairesel veya şerit temel genişliklerine ($2r$), ($2b$); temel derinliğine (t) bağlı olarak belirlemiştir.

Çapı $2r$ olan dairesel temel için,

$$\sigma_u = \gamma \cdot r \cdot \frac{2 - K_a^2}{K_a^2} \quad (2.22)$$



Şekil 2.7- Caquot sistemi



Şekil 2.8- Terzaghi (1925) kabulü

genişliği $2b$ olan şerit temel için,

$$\sigma_u = \frac{\gamma \cdot b}{K_a^2} \quad \text{ifadelerini vermiştir.} \quad (2.23)$$

Aynı düşünce tarzı ile, t derinliğinde, kohezyonsuz zemin üzerine oturan ve genişliği $2b$ olan bir şerit temel için taşıma gücü

$$\sigma_u = \frac{\gamma \cdot b}{K_a^2} \cdot \left| 1 + \frac{t}{b} + K_0 \left(\frac{t}{b} \right)^2 \cdot \left(\frac{\tan \phi}{8} \cdot K_a^2 \cdot \frac{\tan \phi}{2} + \frac{\tan \delta}{8} \right) \right| \quad (2.24)$$

olur.

K_0 =Sükunetteki toprak basıncı katsayısı

$\tan \delta$ =Temel ile zemin arasındaki sürtünme katsayısı olarak alınmıştır. Bu ifade temel derinliğinin (t) az olması halinde gerçeğe yakın değerler verir. t derinliğinin büyük olması halinde ise kohezyonsuz zemin üzerine büyük taşıma gücü değerleri elde edilir. Bu durum gerçek değerlerle gelişir.

Hogentopler ve Terzaghi (1929), temel altındaki kayma yüzeylerini doğru kabul ederek sürtünmeli ve kohezyonlu zeminlerde taşıma gücü hesaplamışlardır. Bu sistemde $2b$ genişliğindeki şerit bir temel, σ_u üniform yayılı bir yüklenmiştir.

Taşıma gücü,

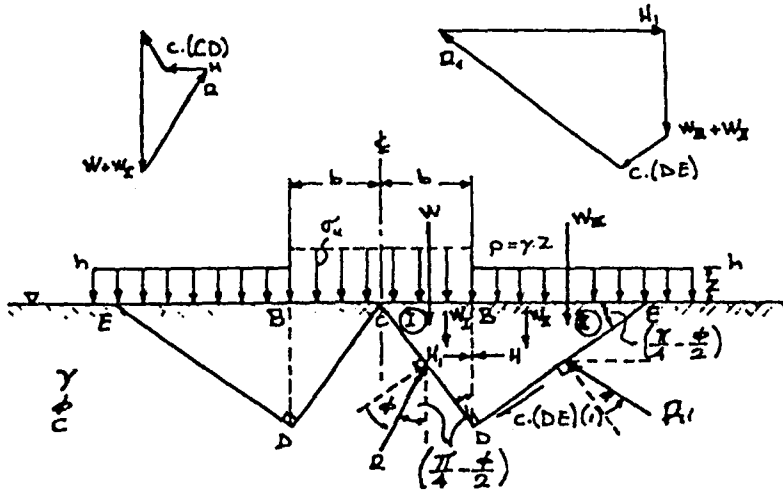
$$\sigma_u = \frac{1}{2} \gamma \cdot b \cdot \frac{1 - \tan^4(45 - \phi/2)}{\tan^5(45 - \phi/2)} + \frac{q}{\tan^4(45 - \phi/2)} + \frac{2c}{\tan(45 - \phi/2) \cdot \sin^2(45 - \phi/2)} \quad (2.25)$$

ifadesi bulunur.

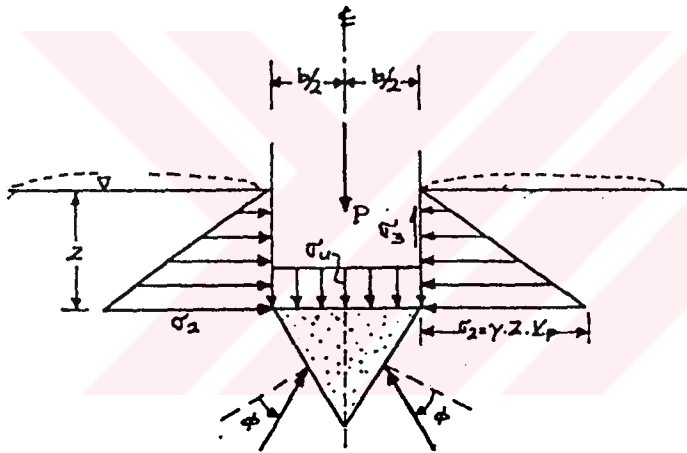
Bu formülde 1.terim sürtünme, 2.terim ilave yük, 3.terim kohezyondur.

Hogentogler-Terzaghi taşıma gücü formülü zeminin birim hacim ağırlığının, c ve ϕ ile yükleme alanı genişliğinin bir fonksiyonudur.

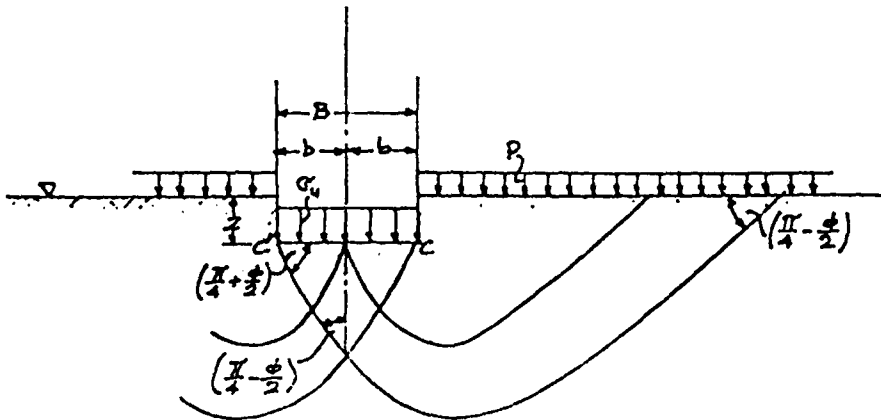
Krey H.O. (1936), z derinliğindeki, kohezyonsuz bir zeminde taşıma gücünün (σ_z) üç bileşenden meydana geldiğini kabul etmiştir.



Şekil 2.9- Hogentogler-Terzaghi sistemi .



Şekil 2.10- Krey sistemi



Şekil 2.11-Ritter sistemi

σ_0 = Zeminin donma seviyesi altında müsaade edilen taşıma gücü,

σ_2 = Temel yanındaki zemin kamasının direnci

σ_3 = Temelin yan yüzündeki üniform dağılılı zemin sürtünmesi olmak üzere

$$\sigma_z = \sigma_0 + \sigma_2 + \sigma_3 \quad \text{şeklindedir.} \quad (2.26)$$

Krey denklemi kum, kumlu çakıl veya çakıl zeminlerde derin temellerin veya kazıklı temellerin taşıma gücünün hesaplanmasında kullanılabilir.

Ritter M.(1936), Yüklenmiş bir temel altındaki limit denge durumundan ve göçme esnasında meydana gelen kayma yüzeyleri üzerindeki sürtünme kuvvetlerinden hareketle, 2b genişliğinde ve zemin yüzünden z derinliğinde inşa edilmiş şerit bir temel için, taşıma gücü,

$$\sigma_u = \frac{1}{2} \gamma \cdot b \cdot | \operatorname{tg}^5(45 + \phi/2) - \operatorname{tg}(45 + \phi/2) | + (\gamma \cdot z + q) \operatorname{tg}^4(45 + \phi/2)$$

formülü ile ifade etmiştir. (2.27)

Ritter formülü kohezyonsuz zeminler için kullanılır ve zemin yüzündeki ilave yük (q) ve temel genişliği (B) formülde dikkate alınmıştır (B=2b).

Eğer $\phi=0$ ise (2.27) eşitliği Rankine denklemine uyar.

$$\sigma_u = \gamma \cdot z + q \quad (2.28)$$

İlave yük olmaması ve temel derinliğinin $z=0$ olması halinde taşıma gücü

$$\sigma_u = \frac{1}{2} \gamma \cdot b | \operatorname{tg}^5(45 + \phi/2) - \operatorname{tg}(45 + \phi/2) | \quad (2.29)$$

şeklindedir. Ritter, temel tabanının altındaki kama için kayma yüzeylerini düzlem kabul etmiştir. Rankine gerilme şartları geçerlidir.

Schwedler F.(1891), kohezyonsuz bir zeminde, taşıma gücünü teorik denklemlerle ifade eden ilk araştırmacılarından biridir. Zemin kütlesinin hareketi, kabul edilen logaritmik spiral boyunca meydana gelir.

Schwedler taşıma gücünü

$$\sigma_u = A \cdot \gamma \cdot b + B \cdot \gamma \cdot z \quad \text{formülü ile verir.} \quad (2.30)$$

Zimmermann H.(1941), yaptığı çalışmalarda, taşıma gücü değerini Schwedler formülünün daha genel şekliyle ifade etmiştir.

ϕ nin küçük değerleri için çok küçük taşıma gücü değerleri elde edilir. ϕ değerinin artması ile de taşıma gücü, gerçek değerlere uymayan mertebelerde artar.

Fellenius W.(1947), Zemin içindeki kayma yüzeyini silindirik kabul etmiştir. $\phi=0$ olan homojen kohezyonlu zeminlerde temelin zemin yüzünde olması halinde taşıma gücü,

$$\sigma_u = 5,53 \cdot c \quad \text{olarak bulunur.} \quad (2.31)$$

Fellenius W.(1947), tarafından elde edilen taşıma gücü değeri, Prandtl ve Terzaghi tarafından aynı şartlarda ifade edilen değerlere oldukça yakındır.

Terzaghi, K.(1943) Temelin kırılma yükünü, diğer bilim adamları gibi üç terimin ifadesi olarak belirlemiştir.

- 1- Temelin altındaki zemin kütlesinin ağırlığı
- 2- Kayma yüzeyleri boyunca kohezyon kuvvetleri
- 3- Yatay yöndeki toprak itkisi

Zemin yüzünden belirli bir derinlikteki pürüzlü tabana oturan şerit bir temel için düşünersek,

ϕ açısının olması, zeminin ağırlıksız olması ($\gamma=0$) durumunda, kohezyonlu bir zeminde, temel derinliğinin sıfırdan farklı olması durumunda kırılmanın olabilmesi için gerekli kritik yük

$$q_d = P_\gamma + P_c + P_q \quad (2.32)$$

ve

$$q_d = 2b \cdot c \cdot N_c + 2b \cdot q \cdot N_q + 2b^2 \cdot \gamma \cdot N_\gamma \quad \text{şeklindedir.} \quad (2.33)$$

$$(q = \gamma \cdot D_f)$$

Bu ifade $2b$ temel genişliğine bölünürse taşıma gücü (birim alan için)

$$q_d = c \cdot N_c + \gamma \cdot D_f \cdot N_q + b \cdot \gamma \cdot N_\gamma \quad \text{olur.} \quad (2.34)$$

N_c , N_q ve N_γ taşıma gücü faktörleridir. Bu terimler zeminin kayma mukavemeti açısının (ϕ) fonksiyonu boyutsuz büyüklüklerdir. Bu değerler

$$N_c = \cot \phi \left| \frac{e^{(2/3\pi - \phi) \tan \phi}}{2 \cos^2(45 + \phi/2)} \right| \quad (2.35)$$

$$= \cot \phi |N_q - 1|$$

$$N_q = \frac{e^{(2/3\pi - \phi) \tan \phi}}{2 \cos^2(45 + \phi/2)} \quad (2.36)$$

$$N_\gamma = \frac{1}{2} \tan \phi \left(\frac{K_p}{\cos^2 \phi} - 1 \right) \quad \text{dir.} \quad (2.37)$$

Terzaghi, temelin altında meydana gelen göçme mekanizmasının bölgesel kayma şeklinde olması halinde taşıma gücü faktörlerinin $2/3\phi$ değeri kullanılarak hesaplanmasını önermiştir.

Zemin yüzüne oturan tabanı pürüzlü bir temel için kohezyonlu zeminlerde ($D_f=0$, $\phi \neq 0$) taşıma gücü değeri

$$q_d = 5,7 \cdot c \quad \text{olur.} \quad (2.38)$$

Temel tabanının cilalı olması durumunda

$$q_d = 5,14.c \text{ olur.} \quad (2.39)$$

Balla A.(1962), Temel altındaki göçme mekanizmasını düzlem ve silindirik kabul etmiştir.

Dairesel kayma yüzeyinin yarıçapı

$$R = g.b \quad (2.40)$$

dır.

b temel genişliğinin yarısıdır. g zeminin kayma direnci açısının ve D/b ve c/b değerlerinin fonksiyonudur.

$$q_d = c.(tg\phi + \rho F_6) + \gamma.D.(1 + \rho F_5) + \frac{1}{2} \gamma_B(\rho F_4 + F_5.tg\phi) \rho \quad (2.41)$$

Laboratuvar deneyleri sonuçları için en yaklaşık, uygun değerler teorik çözümler Balla tarafından bulunmuş taşıma gücü denklemleridir.

Browicka, H.(1973), Kohezyonsuz zeminlerde, temel altında hareket eden kütleyi üç bölgeye ayırmıştır.

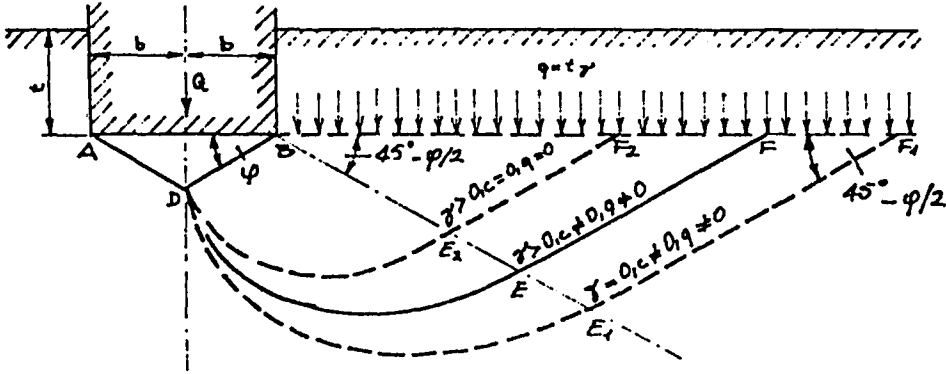
Taşıma gücü

$$q_d = \gamma.b|\lambda_b + \lambda_t|. \frac{\gamma_o.t + P_k}{\gamma.b} + \bar{\lambda}_t. \frac{\gamma_o.t^2}{\gamma.b} - q \quad (2.42)$$

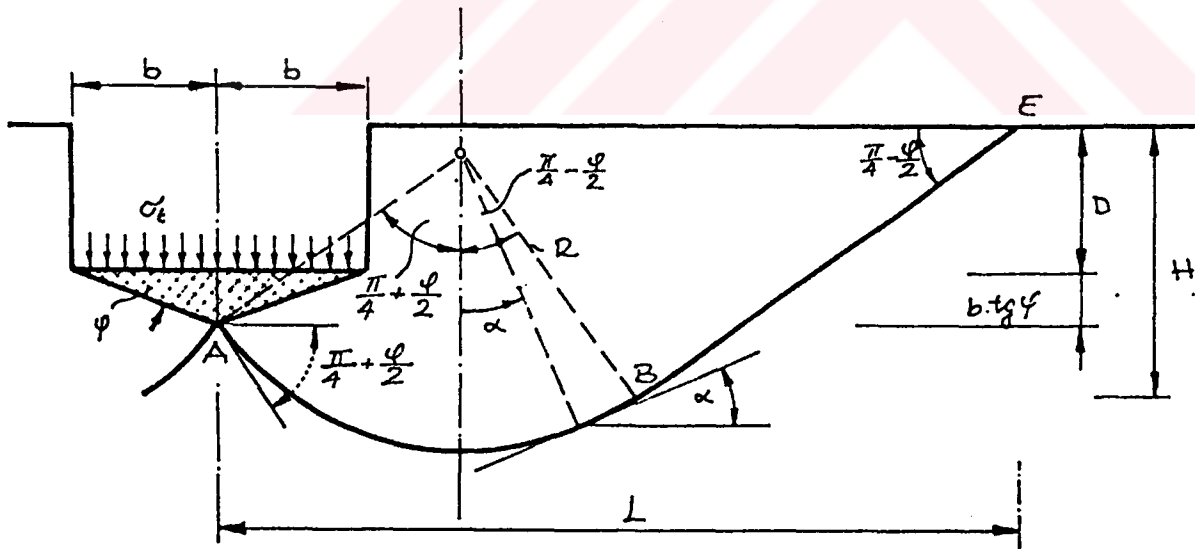
dir.

$\lambda_t = 0$ $\gamma = \gamma_o$ $q = 0$ yazılırsa (2.42) denklemi

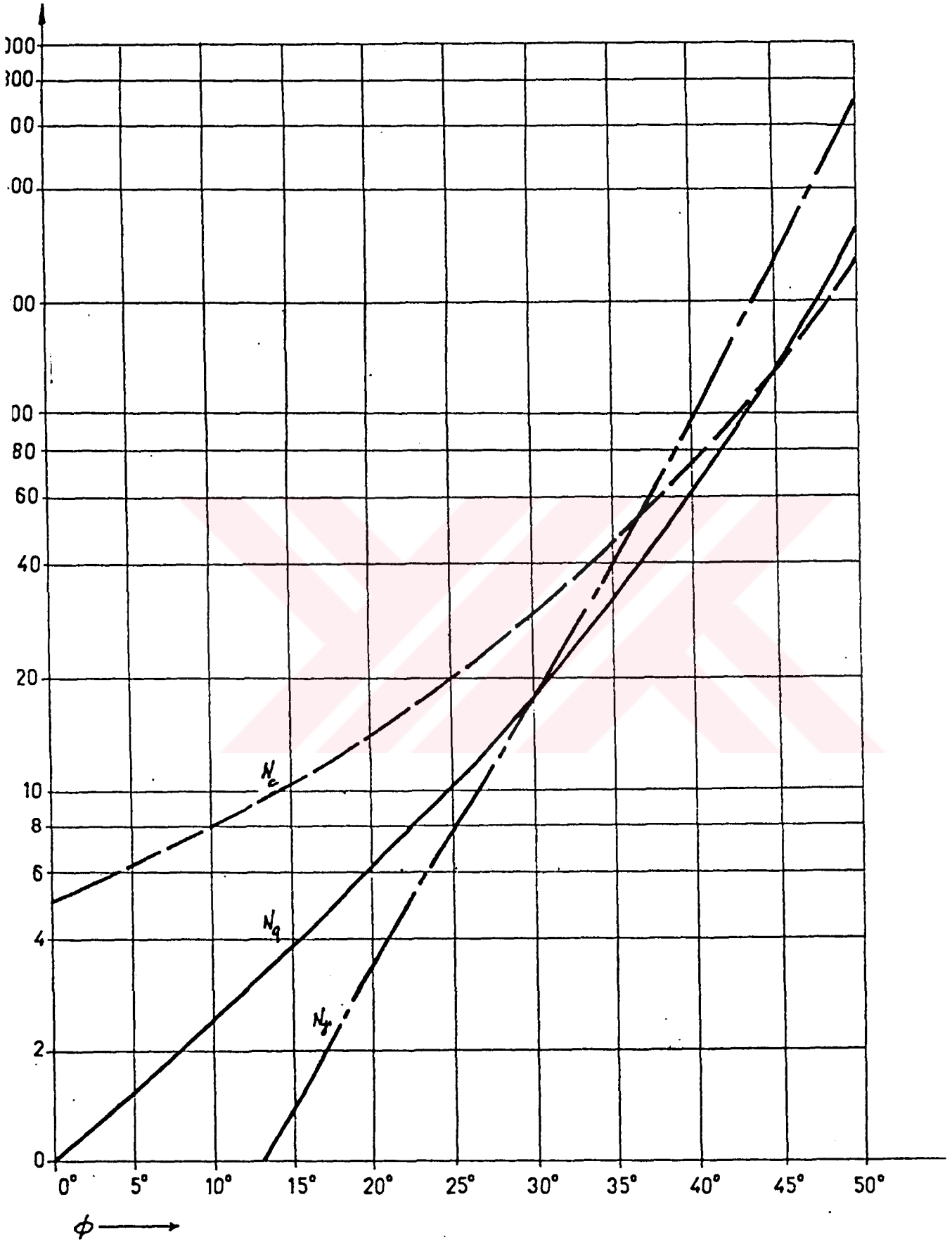
$$q = \gamma.b|\lambda_b + \lambda_t|. \frac{t}{b} \text{ dir.} \quad (2.43)$$



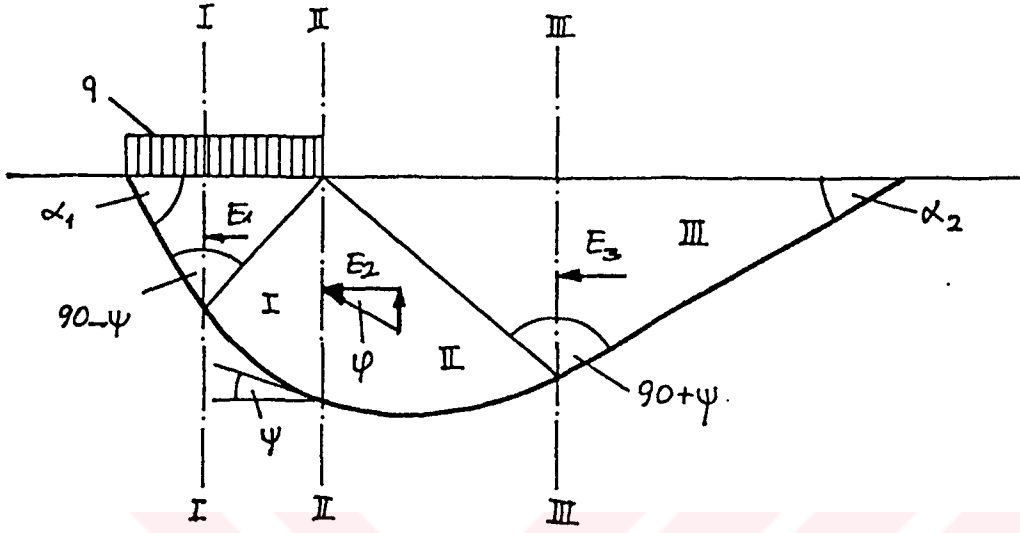
Şekil 2.14-Terzaghi sistemi



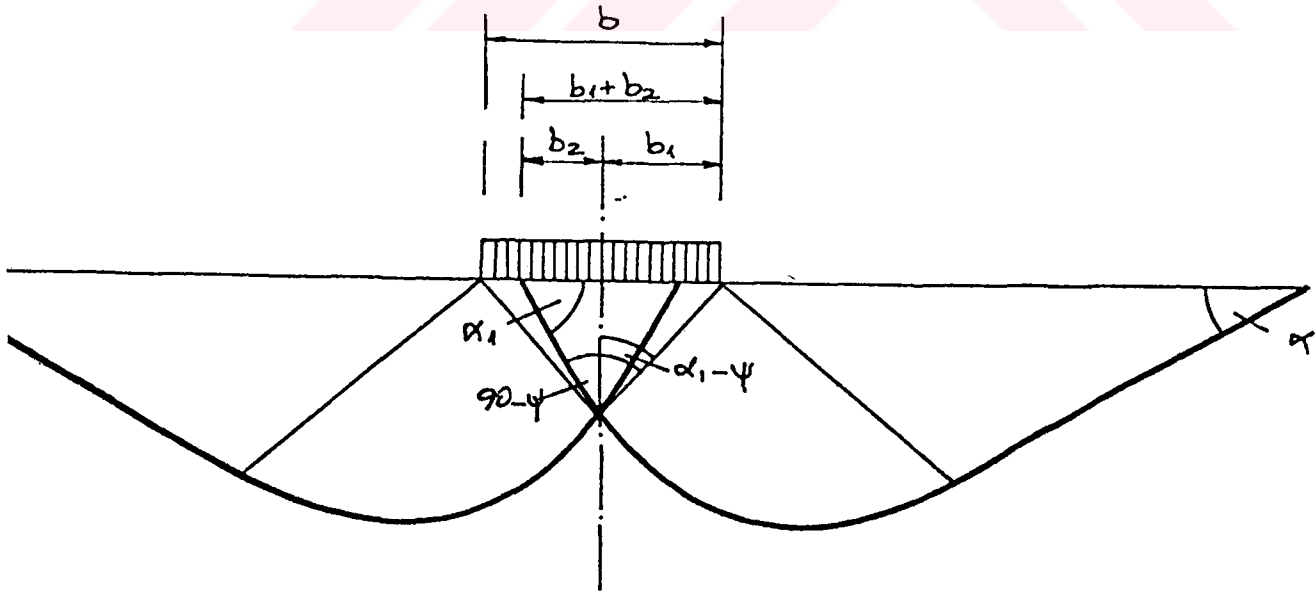
Şekil 2.15- Balla kabulü



Şekil 2.16-Terzaghi taşıma gücü faktörleri



Şekil 2.17- Borowicka kabulü



Şekil 2.18

BÖLÜM 3

3.1.Şerit Temelin Oturduğu Zeminin Göçmesi ve Kırılma Yüzeyleri

Bir şerit temel üzerine normal kuvvet etkitelim ve bu yükün aksenal olarak yüklenildiğini düşünelim.

Yük zeminde plastik akış olana kadar artırılsın. Temel vasıtasıyla zemine aktarılan yük sınır bir değere geldiğinde temel altındaki alan, zemin temel ile birlikte hareket eder.

Göçmenin şekli zemin özelliklerine ve temel altının pürüzlülüğüne göre değişir.

Zemin hareketleri temel ekseninin her iki tarafında, eksene göre simetriktir.

Kumlu zeminlerde bir takım yapılan laboratuvar deneyleri ve arazideki gözlemler, genelde nihai göçmenin üç şekilde olabileceğini ortaya koymuştur.

Caquot A. (1934), Buisman A.S.K.(1935) ve Terzaghi K.(1943) göçme mekanizmasının genel kayma şeklinde olacağını ifade etmişlerdir.

Temelin kenarından başlayan hareket zemin yüzüne kadar devam eden bir kayma hareketidir. Göçme birden meydana gelir. Meydana gelen yük-oturma eğrisi (Şekil 1.1) deki a eğrisi gibidir.

Temelin her iki tarafındaki zemin yüzünde, kabarmalar belirgindir. (Şekil 3.1. a).

Terzaghi K., (1943), De Beer E.E. ve Vesic A. (1958) gevşek yapıdaki zeminlerde, bölgesel kayma olarak görülen göçme sonunda meydana gelen kayma yüzeylerinin, bazı bölgelerde belirli olmadığını göstermişlerdir.

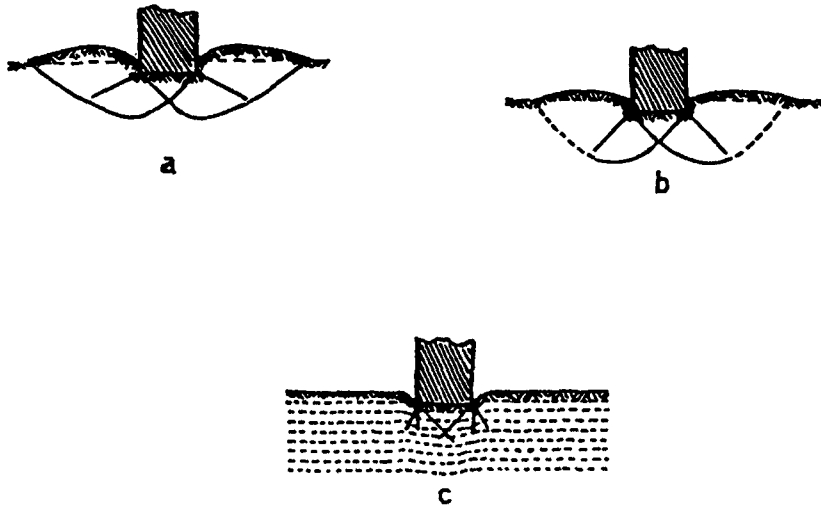
Temel köşesinde başlayan kayma, kırılma yüzeyleri zemin içinde kalır (Şekil 3.1.b). Temelin her iki tarafındaki zemin yüzeyindeki kabarmalar da fazla değildir.

Temel genişliğinin veya çapının yarısını geçen düşey deformasyonlar sonucunda ancak kayma yüzeyleri zemin yüzüne kadar devamlıdır.

Ani kırılma olmaz. Oturma-yük eğrisi (Şekil 1.1.b) gibidir. Bölgesel kayma, genel kayma ve zımbalama ile meydana gelen göçme mekanizmasının birleşmiş şeklidir.

Vesic A.(1963), Vesic A. ve De Beer E.E (1958), çok gevşek yapıdaki zeminlerde temelin düşey hareketi sadece temel altındaki zeminin sıkışması ile zımbalama şeklinde meydana gelir.

Yüklü olmayan alan hareketsizdir.(genelde), zemin yüzünde kabarmalar görülmez ve göçme şeklinin belirlenebilmesi zordur (Şekil 3.1.c).



Şekil 3.1- Temel altındaki göçme

Prandtl (1920), Terzaghi, K.(1943) elastik olduğu farzedilen, plastik denge şartlarında, temel altında göçmenin meydana geldiği zemin kütlelerini üç bölgeye ayırmıştır (Şekil 3.2).

I.Bölge, Aktif Rankine Bölgesi ve III.bölge Pasif Rankine bölgesidir. Temel tabanının pürüzsüz olması halinde her iki bölgedeki kayma şekilleri, aktif ve pasif Rankine durumlarındaki şartlara uygundur. Bu bölgelerdeki kayma yüzeyleri doğrusaldır.

Temel tabanının pürüzlü olması durumunda temel altında oluşan ve kayma kamasını sınırlayan kayma yüzeyleri yatayla ϕ açısı yapar. II.bölge radyal kayma bölgesidir ve kayma yüzeyleri logaritmik spiral olarak burada gözükür. Birim hacim ağırlık ($\gamma=0$) bu durumda ihmal edilecektir. Zemin için içsel sürtünme açısı $\phi=0$ ve $\gamma>0$ alınır ise radyal kayma bölgesindeki kayma yüzeyleri aynı merkezli daire yaylarıdır.

Peck, R.B. ve Terzaghi, K.(1948). $\phi>0$ ve $\gamma=0$ durumunda, spiral ve daire olarak görülen kayma yüzeyleri birlikte zemin kütlelerini sınırlayabilir.

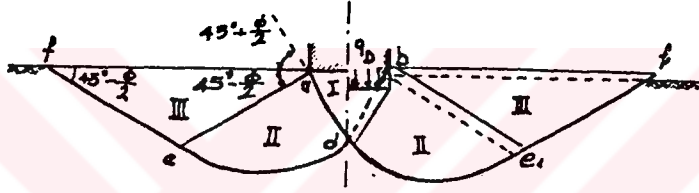
Fellenius W.(1947). Temel altındaki kayma hareketlerinin dairesel olduğunu kabul etmiştir. $\phi=0$ ve $c>0$ olan zeminlerdeki bu kabul, daha çok temelin dönmesi şeklinde görülen göçmelerde geçerlidir.

Bell A.L.(1915), Pauker H.E.(1889), Hogentogler C.A. ve Terzaghi K.(1929), Kögler (1938), temel altındaki zemin hareketini aktif ve pasif Rankine durumlarına uygun düşünerek kayma yüzeylerinin doğrusal olduğu varsayımı ile analitik çözümlere yönelmişlerdir.

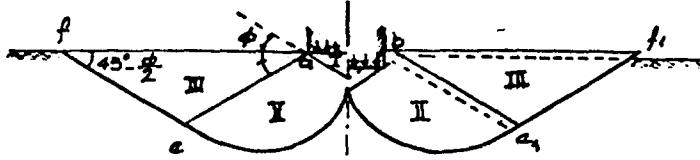
Ayrık daneli malzemeler (kum) üzerinde yapılan (laboratuvar tecrübeleri göstermiştir ki, kritik yük altında

zeminde meydana gelen toptan göçme hareketi doğru ve eğri şeklindeki kayma yüzeyleri boyunca meydana gelir. Peynircioğlu H.(1948), Jumikis, R.A.(1956) ve (1961), Muhs (1965), Naujoks (1963).

Sonuç olarak zeminlerin taşıma gücünün bulunabilmesi için önerilen analitik çözümlerde, kayma yüzeylerinin doğru, eğri veya doğru-eğri şeklinde olduğu kabul edilmiştir.



İdeal zemin - Cilalı taban



İdeal zemin - pürüzlü taban

3.2. Sınır Analiz, Slip-Line ve Sınır Denge Yöntemleri

Temellerin taşıma kapasitesi ile ilgili çalışmalar, düzlemsel gerilme şartları altında Terzaghi (1943), Meyerhof (1951) sınır denge yöntemini kullanarak, Sokolovskii (1965), Brinch Hansen (1961) slip-line yöntemini kullanarak, Shield (1954 b), Chen and Davidson (1973)

sınır analiz yöntemini kullanarak diğer bir çok araştırmacı tarafından yapılmıştır.

Bütün analiz yöntemleri mükemmel plastiklik düşünce-sinden faydalanmasına rağmen değişik analitik metodlarla ilgili çözümler arasındaki ilişki zemin mekaniği alanında genel kullanışı olmayan özel kavramlar ve termonoloji gerektirir.⁽⁴⁾

Bu yüzden burada temellerin taşıma kapasitesi ile ilgili çözüm yöntemlerinin önemli noktaları ile ilgili kısa tanımlamalar verilecektir. Değerlendirme şu üç yöntemi içerir.

Sınır Analiz, Slip-Line ve Sınır Denge.

3.2.1. Sınır Denge Analizi

Bu yöntemler arasında bir karşılaştırma en iyi şekilde, iç sürtünme açısı ϕ 'nin "0" olduğu aşırı yüklenmiş, kohezif zeminin taşıma kapasitesi düşünülerek gösterilebilir.

Şekil 3.3.a bu durumu şematik olarak göstermektedir. Bu durumda aşırı yük (yük+ilave yük) ve temel arasında bir temasın olmadığı düşünülerek hareket edilecektir. Sınır denge çözümleri kendisinin hasar noktası başlangıcı olarak temelin köşesine yerleştirildiği farzedilen daire merkezi O yu, O merkezli yarım daireyi alır. Dairenin yarıçapı temelin genişliği kadardır. Bu yarım daire yüzeyi yani kırılma düzlemi boyunca meydana gelen normal gerilme dağılımı bilinmektedir. Kayma gerilmesi de kohez-yon eşit ($\tau=c$) olarak kabul edilir. Dönme merkezi O'ya göre momentlerin toplamı alınırsa

$$-P \cdot \frac{1}{2} B + \pi B_c \cdot B + B \cdot D \cdot \frac{1}{2} B + D_c \cdot B = 0 \quad (3.1)$$

$D_c.B$ terimi aşırı yüklü malzemenin kaymasından ileri gelmektedir. Dönen zeminin ağırlığının sonucu, buna ek olarak çevre boyunca yayılı ve O merkezinde bir moment yaratmayan normal gerilme vardır.

Bunların sonucu olarak temelin taşıma kapasitesi sınır dengede olmak üzere şöyle ifade edilir.

$$q_0 = \frac{P}{B} = 6,28.c(1+0,32 \frac{D}{B} + 0,16 \frac{Y.D}{c}) \quad (3.2)$$

Yaptığımız kabulün ilki Şekil 3.3(a) da olduğu gibi dönme merkezi O'nun temelin kenarında olmasıdır.

Sınır denge çözümünde bu hasar noktasının seçimi bir çok probleme yol açar. 1.Problem normal ve kayma gerilmesi dağılımı, 2. Dairesel kayma düzlemi boyunca normal gerilmenin dağılımı nasıldır. Bu doğru boyunca kayma gerilmesinin etkisi O doğrultusunda geçer, fakat normal gerilmenin etkisi belirlenilmemiştir.

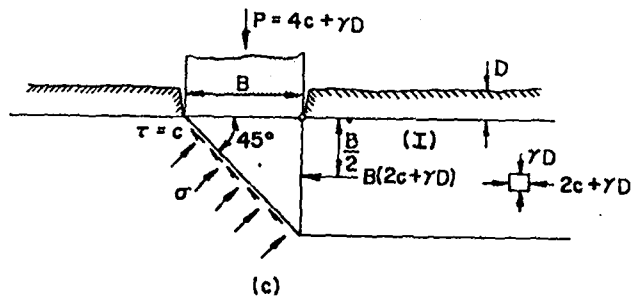
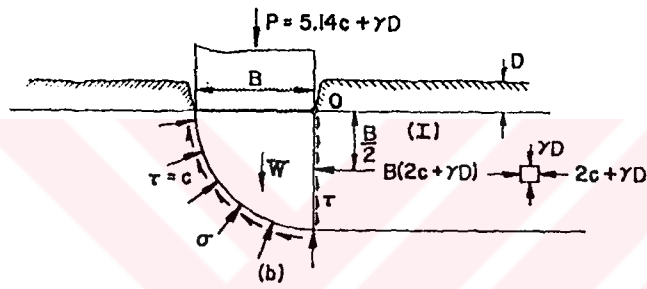
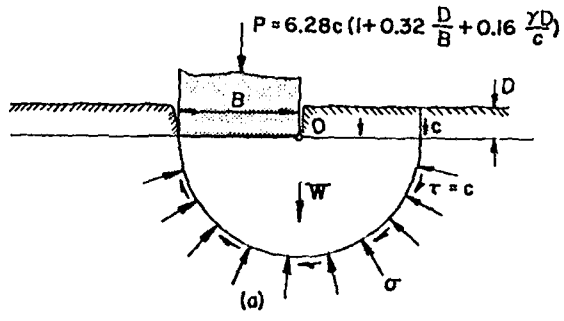
Sınır denge analizinde yaygın olarak kabul edilen method çeyrek daireye dönüşür. Şekil 3.3(b) bu yöntemi göstermektedir, Şekil 3.3 (b) den aynı zamanda eksenel zemin basıncı ile kendisine karşı gelen yükün karşılandığı, taşındığı da görülebilir.

Yani temel vasıtasıyla zemine iletilen yük, böyle bir çeyrek daire kadarlık kısımca karşılanıyor gibi düşünülür.

Zemin tarafından desteklenen mak. basınç $(2c+\gamma.D)$ dir. O'ya göre tüm kuvvetlerin toplam momentleri şöyledir.

$$q_0 = \frac{P}{B} = c.(\pi+2) + \gamma.D = 5,14.c + \gamma.D \quad (3.3)$$

Temel yüzeyinin özel bir hali için, $D=0$ olması halinde (3.3) ifadesi $q_0=5,14.c$ ifadesine indirgenir. Bu değer Şekil 3.3(a) da elde edilen $6,28.c$ değerinden % 20 daha azdır.



Şek. 3.3-Limit analiz denge modelleri $\varphi=0$

Hatta daha düşük sınır-denge çözümü Şekil 3.3(c) deki şema dikkate alınarak elde edilebilir. Şekil 3.3(c) deki ifade basınç altında üçgensel zemin bloğu kabulü yapar.

Kuvvetlerin dengesi $q_0 = 4c + \gamma D$ olduğunu gösterir. Bölge I deki gerilme alanı ve eğilme durumunu kötü hale getirmeyen, dengeyi daha da iyi sağlayan zemin kütlesi boyunca yaygınlaştırılabilen hasar yüzeyi boyunca olan gerilme dağılımı gösterilebilirse, bu daha düşük bir sınırı gösterir. Fakat yine de, bu durumda da gerilme alanının bu hale uyarlanıp uyarlanamayacağı bilinemez.⁽⁴⁾

3.2.2. Plastik Sınır Analizi-Üst Modelli-Uç Modelli-Üst(uç) Sınırlı

Aynı problemi sınır analiz yöntemiyle ele alırsak, taşıma gücünün üst sınırını elde etmek için seçilen mekanizmalar Şekil 3.4 'de gösterildiği gibi birbirlerine oldukça benzerdirler. Şekil 3.4(a) D derinliğine sahip üst zemin boyunca kaymalı ve O eksen etrafında dönmesi olan bir rijit cisimdir.

Eğer açısal hız α' ise iç enerji kaybının oranı $c.B.\alpha' . \pi . B + c.B.\alpha' . D$ iken, dış kuvvetlerce yapılan işin oranı $PU(1/2B)\alpha' - B.D.\gamma . (1/2)\alpha'$ dır.

Burada dikkat edilmesi gereken cismin ağırlığı nedeni ile yapılan işin miktarının sıfır oluşudur. Çünkü cismin kendi hareketi ağırlığının etki yönüne diktir. Dış ve iç işlerin miktarlarını eşitleyerek ilk sınır denge çözümü (3.2) elde edilir. Bu çözüm $D=0$ özel hali için $q_0 = 6,28.c$ ifadesine indirgenir.

İlk sınır denge modu bir uç model çözümü ortaya koyduğundan, iki çözümünde aynı durumu gösterdiği rahatlıkla görülebilir.

Her iki çözümde düzgün veya pürüzlü temeller için uygulanabilir. Çünkü uç model (üst sınır) mekanizması dönen zemin kütlesi ve pabuç arasında göreceli bir harekete gereksinim duymaz.

Değişik mekanizmalar uç modeli basite indirmek için kullanılabilir. Bunlardan biri Şekil 3.4 (b) de gösterilmiştir.

Uç model tekniğini kullanarak, P kuvvetinin V hızı ile aşağı doğru hareketi nedeni ile oluşan dış iş miktarı üçgensel kütlenin diagonal olarak yukarı doğru hareketi ile ve zemin pabucun altındayken, üçgensel zemin kütlesi ile yüzeyin yukarı doğru itildiği düşünülebilir.

Bu sırada radyal kayma bölgesinde bir çok rijit üçgenin kayarak birbirine geçtiği de kabul edilir.

Dış iş miktarı $p.u.v - (1/2B^2) \cdot \gamma.V - B.D \cdot \gamma.V + (1/2B^2) \cdot \gamma.V$ dir. İç enerji dörtte bir daire çevresi boyunca, bu çeyrek daire içersinde kaybolur.

Bu kayıp enerjinin değeri $2cV(1/2\pi B) + c \cdot \sqrt{2V} \sqrt{2B} + c.V.B$ dir. İç ve dış iş miktarlarını eşitleyerek

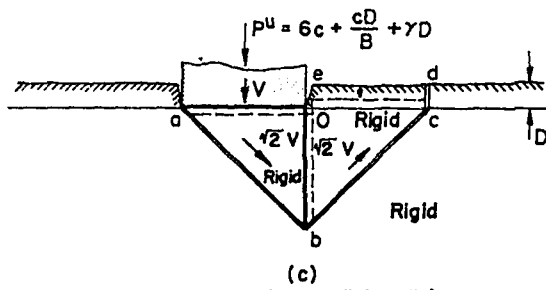
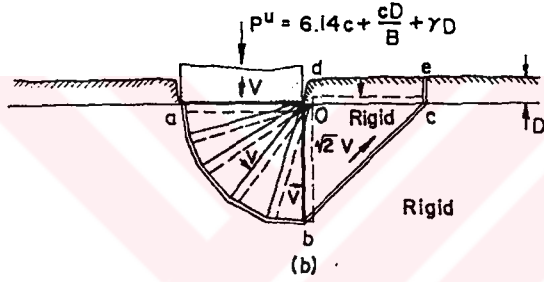
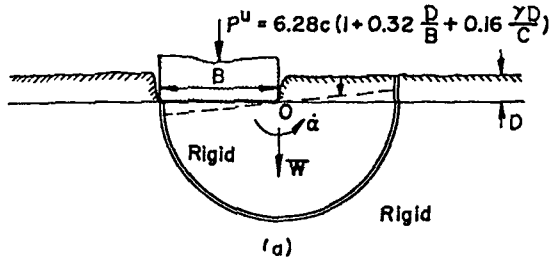
$$q_O^u = \frac{p}{B} = c \cdot \left| \pi + 3 + \frac{D}{B} \right| + \gamma.D \quad (3.4)$$

bulunur.

$D=0$ olduğunda sınır taşıma kapasitesi $q_O^u = 6.14c$ dir. Bir önceki sınır analiz çözümlerinin iyileşme oranı sadece % 2 dir. Şekil 3.4(c) bir başka hasar mekanizmasını gösterir. Bu hasar mekanizmasının Şekil 3.4(c)'ye göre sınır taşıma kapasitesi

$$q_O^u = 6c + c \cdot \frac{D}{B} + \gamma.D \quad (3.5)$$

(1)
olarak verilir.



Şek.3.4- Limit Analiz, slip line ve sınır denge yöntemleri

Bu sonuç önceki yanıttan biraz daha iyidir. Buradan rahatlıkla görülür ki, kırılma yüzeyleri kıyaslanıp, çözümleri dikkate alındığında, sınır denge analizi yapılamazken sınır analizi uyumlu uç model çözümleri sağlar

3.2.3 . Plastik Sınır Analizi- Basit Modelli - Alt Sınırlı

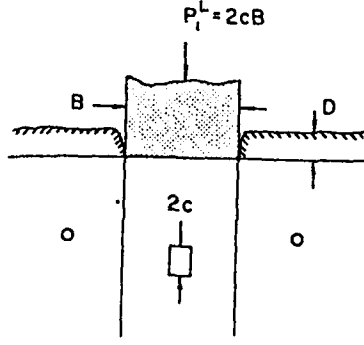
Plastik sınır analizi ile daha basit bir taşıma kapasitesi problemi elde etmek için Şekil 3.5 (a) da gösterildiği gibi basit model olarak $2c$ yi veren basit bir gerilme alanı seçilir.

Hidrostatik basınç, $l=0$ olan zemin için herhangi bir plastik eğme etkisine sahip değildir.

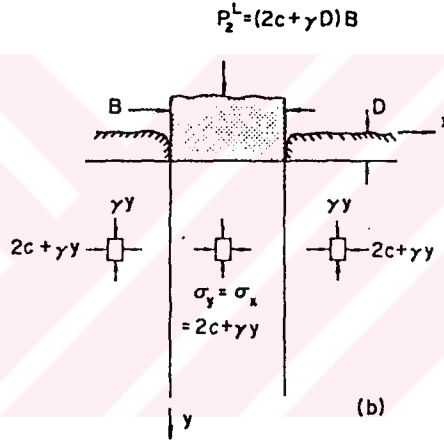
Bu hidrostatik basınca basit bir ilave sınır yükü ile Şekil 3.5 (c) deki $q_o^u = P^1/B = 4c + \gamma D$ ye artırır. Bu ifade iyileştirilmiş basit bir modeldir, fakat çok iyi değildir. Fakat küçük bir fiziksel bilgi basit modeli daha kullanışlı bir hale getirecektir.

Deneyim zemin üzerindeki yükün dağıldığını veya düşünülenlerden daha büyük bir alan tarafından taşınıldığını göstermiştir. Bu durum için gerilme alanı Şekil 3.6(b) de düşünülür. Her biri $2c$ ile desteklenen iki bacak gibi. Şekil 3.5(b) nin gerilme alanı, Şekil 3.6(b)nin gerilme alanına superpoze edilirse gerilme alanının hiç bir yerde kırılma koşulunu bozmayacağı kolaylıkla doğrulanabilir. Bu yüzden $q_o^1 = 5c + \gamma D$ değeri temelin yıkım basıncı için daha basit bir modeldir⁽¹⁾. Bu basit model daha düzenli bir gerilme alanı seçimi ile iyileştirilebilir.

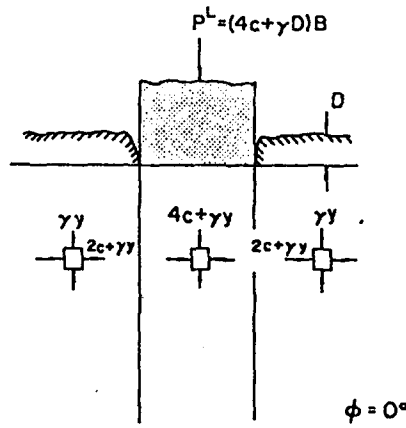
Bu yöntemde bacakların sayısı artarken her bir bacaktaki gerilme azalır. Sınır durumunda prandtl alanı daha iyi bir gerilme durumuna getirilmiş olur. Şekil 3.6 (c)



(a)



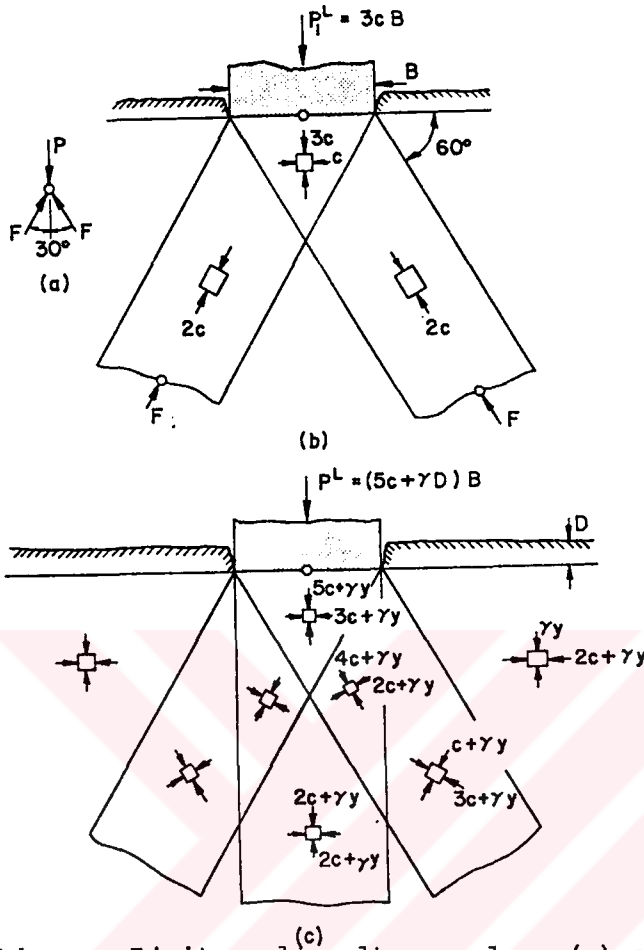
(b)



$$\phi = 0^\circ$$

$$(c) = (a) + (b)$$

Şek. 3.5- Taşıma kapasitesinde limit analiz alt sınırları.
(c) gerilme alanı, (a) ve (b) gerilme alanlarının basit bir toplamıdır.



Şek. 3.6-Limit analiz alt sınırları. (c) gerilme alanı (b) de ve Şek.3.5.(b) deki toplam gerilme alanlarının sonucudur

Prandtl alanı için zemin ağırlığını düşünerek yapılan 3 bacaklı yaklaşımın pratik uygulamalar için kâfi derecede doğru yanıtlar verdiğini açıkça göstermektedir.

3.2.4. Slip-Line Metodu

Bu taşıma kapasitesi problemine slip-line yönteminin uygulanması temel civarında bir plastik denge gerilme alanına neden olacaktır. Ancak bu gerilme alanının gövde boyunca tatminkâr bir şekilde uzanacağını hiç bir garantisizdir. Temelin taşıma kapasitesinin hesaplanabilmesi

için slip-line çözümü, çözüm uç model veya basit bir model çözümü olduğunda gerçek çözüm bilinmiyorsa gerekli değildir. Slip-line çözümünün uygun bir uç-model çözümü olabilmesi için ilgili akma kanunu devreye girmeli ve temel ci-varında kinematik olarak kabul edilebilir hız alanları elde etmekle sonuçlanan gerilme-genleşme denklemleri integ-re edilmelidir.

Eğer buna ek olarak temel etrafındaki slip-line gerilme alanı, mevcut denge denklemlerini veren zeminin yarı alanının hepsine, gerilme sınır koşulları ve eğilme şart-ları tatminkâr ise, uzandırılabilir.

Bu durumda slip-line çözümü, basit bir model ve bundan dolayı da gerçek bir çözümdür. Slip-line çözümleri burada basit modeller olarak gösterilmiş, tam çözümler olarak su-nulmuştur.

Ağırlığı olan zeminler ($\gamma > 0$) için slip-line çözümle-rinin çoğu tam çözüm olarak gösterilmemiştir. Buna rağmen genelde, en azından düzgün (pürüzsüz) temeller için bu çö-zümlerin tam çözüm olarak kullanılacağı söylenebilir.

Slip-line yöntemi genellikle doğru çözümlerin iyi bir tahminini verdiği kabul edilmesine rağmen, kapalı form-daki çözümler sadece ağırlıksız zeminler için elde edile-bilir.

BÖLÜM 4

4.1. Genel bir c- ϕ - γ zemini üzerindeki bir şerit temelin taşıma kapasitesi

Kohezyonlu ve ağırlıklı bir zemin üzerine oturan dar temelin taşıma kapasitesi için sınır analiz yönteminin uç-model (üst-sınır) tekniği gerçeğe yakın yaklaşık çözümler verir. Analitik çözümler öncelikle pürüzsüz, pürüzlü ve sığ, derin temeller için elde edilir.

Pürüzsüz-sığ temeller için sınır analiz çözümleri, iyi sonuçlar veren slip-line çözümleriyle karşılaştırılması açısından gösterilmiştir.

Meyerhof'un çözümleri ve sınır analiz çözümleri pürüzlü derin temeller için olağanüstü bir şekilde uyumlu olarak bulunmuştur.

Kayma Mekanizmaları

4.1.1. Prandtl mekanizması

Beş ayrı bölgeyi içeren Prandtl mekanizması şematik olarak Şekil 4.1 de gösterilmiştir. Kırılma hareketi temel civarında simetriktir. Bu yüzden kayma yüzeyinin sağ tarafını incelememiz yeterli olacaktır.

abc kaması, temel gibi aşağı doğru V_1 hızlı rijit bir cisim gibi hareket ediyor. Kamanın ve temelin aşağı doğru hareketi, radyal kayma bölgesi bcd ve bdef gösterildiği gibi bir çok yakın zeminin aşağı doğru hareketi ile desteklenmektedir.

Radyal kayma bölgesi bcd bir çok rijit üçgenin bir araya getirilmiş dizisi olarak düşünülebilir. Her bir

küçük üçgen için hız $V=V_0.\exp(\theta.\tan\ell)$ olarak bulunmuştur.

bdef bölgesi rijit bir cisim gibi alınır. Bölgenin hızı V_3 , $V_0.\exp(\theta\tan\ell)$ değerine sahiptir. Bu ifade de $\theta=\pi-\beta-\xi-\tau$ radyal kayma bölgesi ile kuşatılmış açıdır. Şimdiye kadar belirlenen hızlar $\tau>\beta$ koşulu ile kinematik olarak kabul edilebilir hız alanları oluşturur.

- İç enerji kaybının miktarı

Enerji, durağan malzeme ile hareketli malzeme arasındaki süreksiz cd, de ve radyal kayma bölgesi bcd ile rijit üçgensel abc bölgesi arasındaki yine süreksiz bölgede kaybolur.

Süreksizliğin sınırlarının uzunluğunu hesaplamak çok basit bir konudur. Kaybolan enerji miktarı süreksizlik çizgilerinin herbiri ile C'nin $\cos$ ile çarpılmış tüm hız farklarının birbirleriyle çarpımı ve tüm bu doğruların baştan toplanmasıyla bulunur. Şekil 4.2 deki hız diyagramını kullanarak, biz

$$V_r = \frac{V_0.\sin\xi}{\cos(\xi-\ell)} \quad \text{ve} \quad V_l = \frac{V_0.\cos\xi}{\cos(\xi-\ell)} \quad (4.1)$$

ifadesini elde ediyoruz.

Böylece bc doğrusu boyunca enerji kaybı miktarı

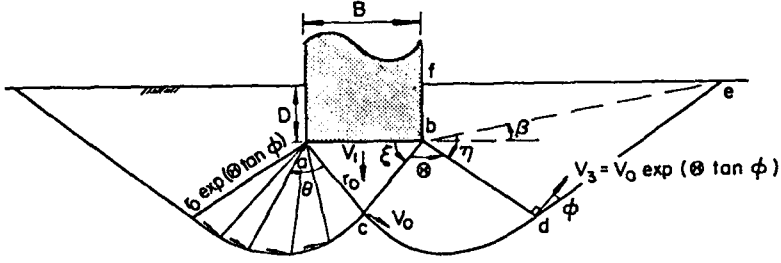
$$c.V_0.r_0 \left| \frac{\sin\xi.\cos\ell}{\cos(\xi-\ell)} \right| \quad (4.2)$$

dir.

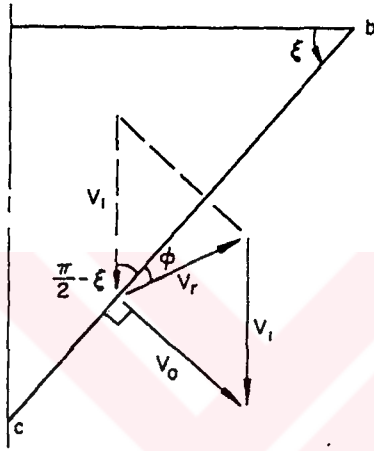
Kayma bölgesi

$$\frac{1}{2} c.V_0.r_0 \left\{ \frac{\exp. |2(\pi+\beta+\xi-\eta)\tan\ell| - 1}{\tan\ell} \right\} \quad (4.3)$$

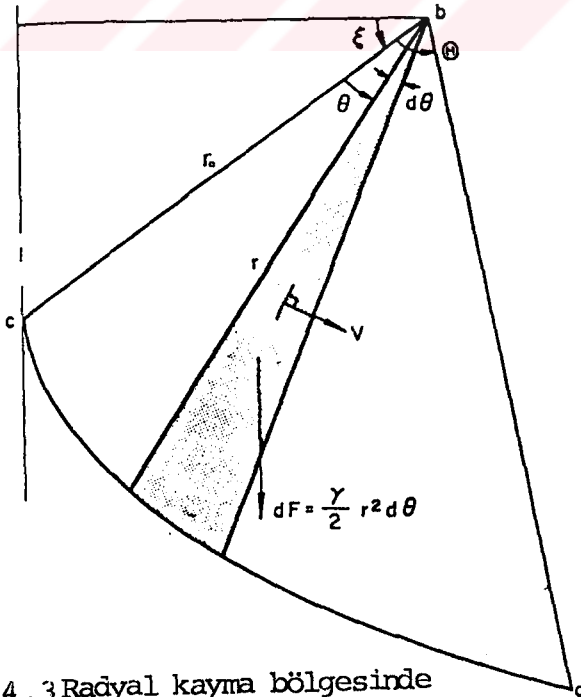
olarak bulunur.



Şek. 4.1- "Prandtl" mekanizması



Şek.4.2-Taşıyıcı bir hız diyagramıyla prandtl mekanizması parçasıdır.



Şek.4.3 Radyal kayma bölgesinde enerji hesabı

de doğrusu boyunca kayıp miktarı, de'nin uzunluğu bir kez biliniyorsa rahatlıkla hesap edilebilir. Çünkü hız alanı bd doğrusunca süreklidir ve burada enerji kaybı yoktur. Sonuç olarak de boyunca enerji kaybı ifadesi

$$c.V_0.r_0 \left\{ \frac{\sin \eta \cdot \cos \ell \cdot \exp |2(\eta + \beta - \xi - \eta) \tan \ell|}{\cos(\eta - \ell)} \right\} \quad (4.4)$$

ile belirlenir.

Dış iş miktarı

Zemin ağırlığı tarafından yapılan işin miktarı, her bir rijit cismin alanıyla γ ve rijit cismin hızının dikey bileşeni çarpılıp hareket halindeki tüm alanların toplanmasıyla bulunur.

Üçgen bölge abc:

$$-\gamma.V_0.r_0^2 \left| \frac{-\sin \xi \cos(\xi \cdot \ell)}{\cos(\xi - \ell)} \right| = -\gamma.V_0.r_0^2 \cdot h_1(\xi) \quad (4.5)$$

Burada $h_1(\xi)$ yukarıda köşeli parantez içindeki ifadeye eşittir.

Logaritmik spiral bölge bcd. Bu bölgede zemin ağırlığınca yapılan dış işin miktarı, diferansiyel üçgenlerin dik hız bileşkeleriyle onların ağırlıklarınının çarpımı ve bu sonucun θ bölgesince toplamıyla hesap edilebilir. Şekil (4.3) ile gösterilen diferansiyel bir eleman üzerindeki yerçekimi kuvveti $df = \frac{1}{2} \gamma r^2 d\theta$ dır.

Ve dış işin diferansiyel oranı:

$$|V \cdot \cos(\theta + \xi)| \left| \frac{1}{2} \gamma \cdot r^2 \cdot d\theta \right| \quad (4.6)$$

Kullanılan hız bağıntıları:

$$V = V_0 \cdot \exp(\theta \tan \ell), \quad r = r_0 \exp.(\theta \tan \ell) \quad (4.7)$$

Zemin ağırlılığıyla yapılan dış işin toplam oranı:

$$\frac{1}{2} \gamma \int_0^{\theta} r^2 \cdot v \cdot \cos(\theta + \xi) d\theta = - \frac{\gamma \cdot V_0 \cdot r_0^2}{2} h_2(\xi, \eta) \quad (4.8)$$

burada:

$$h_2(\xi, \eta) =$$

$$\frac{(3 \cdot \tan \ell \cos \xi + \sin \xi) + |3 \tan \ell \cos(\beta - \eta) + \sin(\beta - \eta)| \exp |3(\pi + \beta - \xi - \eta) \tan \ell|}{(1 + 9 \tan^2 \ell)} \quad (4.9)$$

bölge bdef:

$$- \frac{\gamma \cdot V_0 \cdot r_0^2}{2} h_3(\xi, \eta) \quad (4.10)$$

Burada:

$$h_3(\xi, \eta) = \left| \frac{\sin \eta \cdot \cos \theta}{\cos(\eta + \ell)} + \frac{\sin \beta \cdot \cos \beta \cos^2 \ell}{\cos^2(\eta + \ell)} \right| \cos(\beta - \eta) \exp |3(\eta + \beta - \xi - \eta) \tan \ell| \quad (4.11)$$

dir.

İfadede köşeli parantezin içindeki birinci ve ikinci kısım sırasıyla bde ve bef bölgelerinden gelen ilave terimleri gösterir. Pabuç yükü ile yapılan işin miktarı

$$q_0 \cdot V_0 \cdot r_0 \frac{2 \cos \ell \cos \xi}{\cos(\xi - \ell)} \text{ dir.} \quad (4.12)$$

Prandtl mekanizmasında kullanılan hareketsel hız alanı temel ve zemin arasındaki kaymadan meydana gelmiştir. Elde edilen üst sınır ya pürüzlü ya da pürüzsüz bir temelle uygulanmaktadır.⁽¹⁾

4.1.2. Hill Mekanizması

Prandtl mekanizmasına dayalı taşıma kapasitesi hesapları; mükemmel pürüzlü, orta derecede pürüzlü ve mükemmel pürüzsüz temeller için rijit üst sınırlardır.

Bununla beraber G nin büyük değerleri ve küçük sürtünme esaslı durum için en iyi üst sınır Şekil 4.4 de gösterilen Hill mekanizması kullanılarak elde edilebilir.

Hill mekanizması, yakından Prandtl mekanizmasına benzer. Şimdi simetrik hız alanının sağ yarısı gözönünde tutulursa, kama şeklindeki abc , aşağı doğru bir V_1 hızıyla ac süreksiz çizgisine bir δ açısında saptırılarak rijid bir cisim gibi dönüştürülür.

Şekil 4.4 de gösterilen çok yüklenmiş bir hız diyagramıyla Hill mekanizmasının bir bölümü. Bu yüzden zemin temelle temas halinde kalmalıdır, temel aşağı doğru $V_f = V_1 \cdot \sin(\delta - \delta)$ dir. Geri kalan mekanizma Prandtl mekanizmasını oluşturmaya benzerdir.

Enerji ac , bc çizgileri ve cd eğrisi boyunca dağılmıştır. Enerji aynı zamanda radyal kayma bölgesi bcd içinde de dağılmıştır.

Bu yüzden Hill mekanizması temel (footing base) ve bitişik toprak arasında toprak kaymasına izin verir, bu yüzeyde sürtünmeden dolayı enerji dağılımı temel taşıma kapasitesinin hesaplanmasında dikkate alınmalıdır.

Sürtünmeden dolayı olan enerjinin dağılımının oranı, bu yüzde hareket eden $q_0 B$ normal kuvveti ya da $(q_0 \cdot B \cdot V_1 \cdot \cos \delta - \delta) \tan \delta$ nın, $\tan \delta$ ıyla çarpılıp temel yüzeyinin karşısındaki $V_1 \cos(\delta - \delta)$ devamsız hızıyla çarpılmasıyla hesaplanabilir.

Enerji dağılımının toplam oranı ac , bc , cd ve de süreksiz çizgileri boyunca ve aynı zamanda bcd radyal kayma bölgesi için de bütün önceki dağılımlara, bu toplam dağılımın eklenmesiyle sonra elde edilmektedir.

Bu yüzden toprak bñ temel duvarından uzağa hareket ediyor, sürtünmesiz enerji duvar boyunca dağılmaktadır. (Aynı durum Prandtl mekanizması içinde doğrudur).

Hill mekanizmasının çözümü (sığ temel, $\eta > \beta$): Temele kuvvet uygulanmasıyla yapılmış çalışmanın dış oran denklemi ve enerji dağılımının toplam iç oranına hareketli zemin ağırlığının etkisi sonucu, ortalama taşıma kapasitesinde üst sınırın değeri bulunmuştur.⁽¹⁾

$$\frac{q_0(\xi, \eta, \delta)}{c} = \left| \frac{1}{1 - \tan \delta \cot(\delta - \ell)} \right| \bar{N}_C(\xi, \eta, \delta) + G\bar{N}_\gamma(\xi, \eta, \delta) |$$

$$= N_C(\xi, \eta, \delta) - G N_\gamma(\xi, \eta, \delta) \quad (4.13)$$

4.1.3. Sayısal Çözüm

Esas malzeme parametreleri (ℓ, G, δ) ve geometrik parametreler (D, B) saptanınca hız alanı özgün (tek) olarak atama yoluyla saptanır. Örnek olarak Prandtl mekaniğindeki ξ ve η açısal parametreleri ve Hill mekaniğindeki ξ, η ve δ değerleri açısal parametrelere atanmış her bir değer kümesi bir taşıma kapasitesi değeri yani gerçek limit yüke bir üst sınır ile ilintilidir.

Şüphesiz en iyi üst sınır en az olan üst sınırdır. Üst sınırı küçülten (minimize) mekanik parametre değerlerini bulmak için adım adım inme metodu düzeltilmiş (tadil edilmiş) bir formu kullanır.

Optimum mekanik parametre kümesi başlangıçta kabul edilen bir değerler kümesi ile artan adımların serisinden bulunmuştur.

Artan parametre vektörünün uzunluğu keyfi tayin edilmiş gradient fonksiyonunun negatifi ile tanımlanmıştır ve yönü de aynı şekilde tayin edilmiştir.

Sonra mekanik parametre vektöründeki her bir değişim bu yeni birleştirilmiş yük, eski birleştirilmiş yük, önceki yerleştirilmiş parametreyle karşılaştırılmıştır.

Eğer yeni yük eski yükten daha azsa, yeni bir parametre hesap edilmiştir. Eğer değilse sona erdirilir ya da bir yeni daha küçük incremental (artan) vektör uzunluğu tayin edilir.

Bu şekilde elde edilen opt. değerler açısal parametrelere karşı taşıma kapasitesi tabloları yapılarak ve minimumu elle bularak elde edilen sonuçlarla karşılaştırılmıştır. Optimum değerler pek çok durumda onbeş tekrar içinde elde edilir.

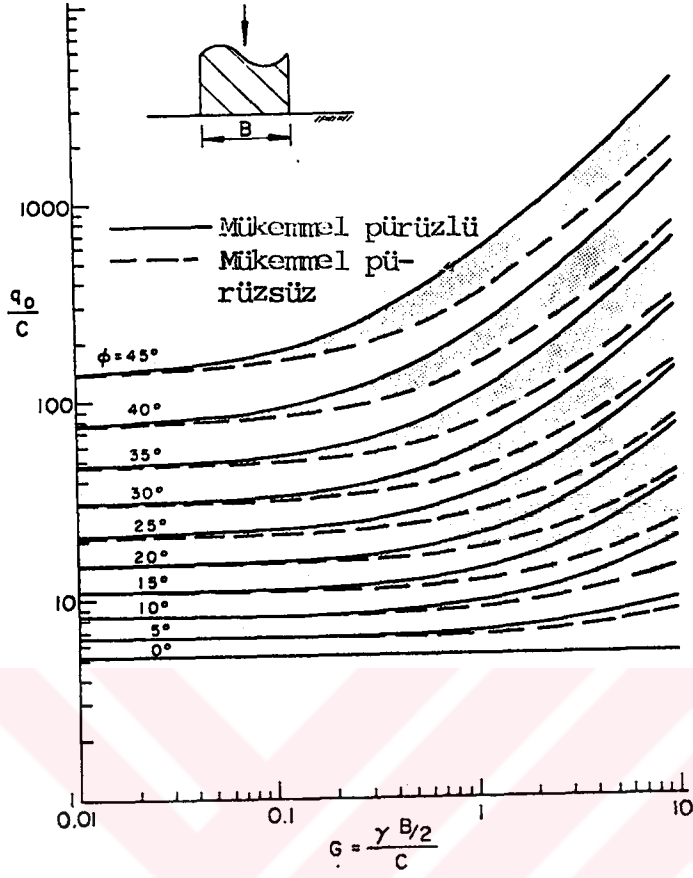
Verilen her bir yeni koşullar kümesi için ($\ell, G, D/B, \delta$) küçültme süreci yaklaşık olarak kompütür zamanıyla 10'da bir saniyesince sürer.

4.1.4. Yüzeysel Temeller

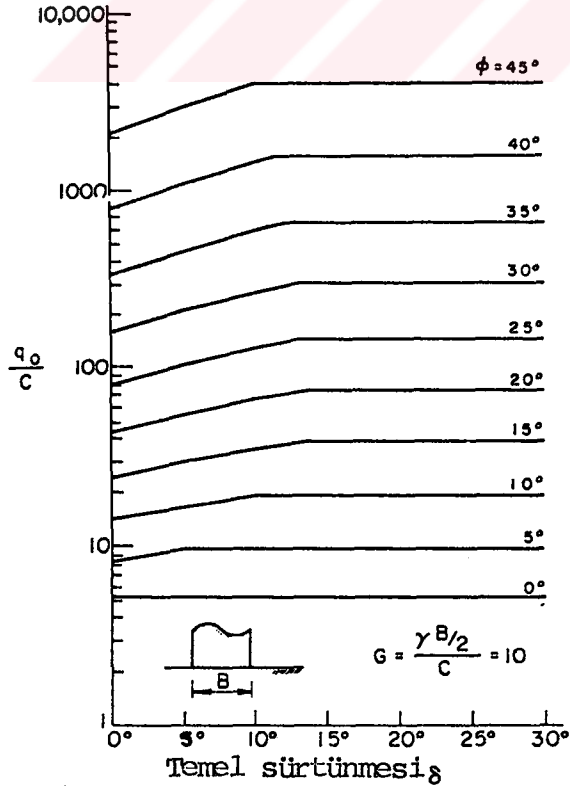
Yüzeysel temellerin kapasiteleri Şekil 4.6 ve 4.7 de gösterilmektedir. Şekil 4.6 da boyutlandırılmamış taşıma kapasitesi q_0/c ile boyutsuz zemin ağırlık parametresi $G(=\gamma B/2c)$ arasındaki ilişki tamamıyla düz ve tamamıyla pürüzlü(sürtünmeli) temeller için gösterilmiştir, burada q_0 kırılmadaki ortalama taşıma basıncıdır.

Zemin içsel sürtünme açıları 0° ile 45° arasında olduğu düşünülmektedir. Tablolar açıkça gösteriyor ki G nin küçük değerleri için taşıma kapasitesi üzerinde taban sürtünmesinin çok küçük bir etkisi vardır.

Bu Prandtl'in ağırlıksız zemin için taban sürtünmesinden bağımsız göstermesinden beri biliniyor. Bununla beraber G nin göreceli olarak büyük değerleri için taban sürtünmesinin taşıma kapasitesi üzerinde önemli bir etkisi vardır.



Şek.4.6 - Yüzeysel temellerin taşıma kapasitesi



Şek.4.7 Taşıma kapasitesi ve sürtümlü temel arasındaki ilişki

Örneğin, $G=10$ ve $\ell=30^\circ$ diyelim. Sürtünmeli(Pürüzlü) temelin taşıma kapasitesi düz bir temelinkinin yaklaşık iki katı olacaktır. Genelde Hill mekanizması düz temeller için daha küçük sınır verirken, Prandtl mekanizması sürtünmeli temeller için daha az üst sınırı verir. Bununla beraber eğer G büyük ve $0 < \ell < 10^\circ$ ise, Hill mekanizması sürtünmesiz temeller için olduğu kadar ϕ 'li temeller için de Prandtl mekanizmasından daha düşük değerler verir.

Temellerin taşıma kapasitesi üzerindeki taban sürtünmesi etkisi Şekil 4.7de gösterilmiştir.

Eğriler artan, yükselen kısmın düz bir kısım ile devam etmesi şeklinde karakterize edilmiştir.

Yükselen kısmın düz kısım ile kesişme noktasında taban sürtünmesi tabanla zemin arasındaki kayma hareketini önlemek (kısıtlamak) için yeterlidir.

Taban sürtünme açısındaki bundan sonraki her artış taşıma kapasitesinde herhangi bir artış vermeyecektir.

Burada verilen sonuçlar gösteriyor ki taban sürtünmesi değerinin oldukça küçük bir miktarı (bütün ℓ ler için 15° den daha az) gerekli tam pürüz (sürtünme) şartını (durumunu) yaratmak için yeterlidir.

15° den büyük ya da buna eşit ℓ için eğrinin artan kısmı Hill mekanizması ile düz kısmı ise Prandtl mekanizması ile ilişkilidir. 10° daha küçük ℓ ler için tüm eğri Hill mekanizmasından elde edilir⁽¹⁾

4.15. Sığ ve Derin Temeller

Sığ ve derin tam pürüzlü temeller için sonuçlar Şekil 4.8-16 arasında gösterilmiştir. 4.8 ve 4.9 şekillerinde taşıma kapasitesi derinliğe karşı genişlik oranlarına sırasıyla 0-1 ve 0-10 arasında çizilmiştir, $G=0$ ve 10 , $\ell=0^\circ$ ile 45° arasında değişmektedir. Tablolar gösteriyorki

taşıma kapasitesindeki artan derinlikle sağlanan artış, $G=10$ iken önemlidir. $G=0$ dayken sağlanandan çok daha önemlidir. İlave olarak görülebilir ki λ açısı küçüldükçe artan derinliğin taşıma kapasitesi üzerindeki etkisi büyür. Örnek olarak $\lambda=20^\circ$ ve $G=10$ iken derinlik genişlik oranındaki 0 dan 0,2 artış taşıma kapasitesini %40 kadar artırır. Bununla beraber $\lambda=40^\circ$, $G=10$ iken taşıma kapasitesi yalnızca % 20 kadar artar.

4.10 ve 4.11 şekillerinde sıg, tam pürüzlü temellerin taşıma kapasitesi 0,1 ile 10 arasında değişen G değerleri D/B değerlerinin 5 değeri için çizilmiştir. Şekil 4.12 4.13 ve 4.14 de benzer tablolar derin temellerde derinlik /genişlik (D/B) oranları için verilmiştir.⁽¹⁾

Daha önce de işaret edilmişti ki taban sürtünmesi yüzeysel temellerin taşıma kapasitesi üzerinde önemli bir etkiye sahip olabilir.

Bununla beraber burada sunulan analizler gösteriyor ki taban sürtünmesinin önemi derin temeller için büyük ölçüde azalmıştır. Şekil 4.15 - 4.16 Sırasıyla G nin 1 ve 10 değerleri için düz ve tam pürüzlü tabanların her ikisi için taşıma kapasitesi ile derinlik arasındaki ilişkiyi göstermektedir. Şekiller açıkça gösteriyor ki derinlik arttıkça pürüzlü ve düz temellerin taşıma kapasitelerindeki fark azalır.

Gerçekten derin ve pürüzlü temellerin taşıma kapasitelerinin belli bir derinlikle özdeş olduğu görülebilir.

Pürüzlü temellerin taşıma kapasitesi Prandtl mekanizması tarafından gösterilir.

Düz temeller için Hill mekanizması iki eğri kesişene kadar çalışır. Daha büyük derinlikler için Prandtl mekanizması Hill mekanizmasının verdiğinden daha küçük üst sınır verir. Mevcut çözümler için sonuçların taşıma kapasitesi limit analizinin üst sınır tekniği taşıma kapasitesi problemine yalnızca yaklaşık çözümler verdiği için, çözümlerin bir takım doğruluk yöntemleri belirlenmelidir.

Böylece bu çözümler önce kayma çizgisi (hattı) çözümleriyle ardından limit denge çözümleriyle karşılaştırılacaktır.

4.1.6. Kayma çizgisi çözümleriyle karşılaştırma Cox(1962):

Cox, düzgün yüzeysel temellerin taşıma kapasitesi için kayma çizgisi çözümlerini yayınladı.

Bu çalışmadan G değerleri 0 dan 10'a kadar ve ℓ değerleri 0 ile 40° arasında değiştiği düşünüldü.

İlave olarak Spencer aynı problem için perturbation tekniğini kullanarak yaklaşık çözümler yayınladı.

Burada Perturbation açılımının ilk terimi ağırlıksız zemin için çözüme karşılık gelir. Cox çözümü, Spencer'in çözümü ve limit analiz çözümleri burada tablo da bir arada ortaya konmuştur. G değeri 0' a eşit iken limit analizinin gerçek çözümü verildiği görülür.

Bu sonuçların incelenmesinden görülebilir ki G ve ℓ arttıkça limit analiz çözümüne bağlı hatalarda artar. Hatalar Cox'un kayma çizgisi çözümünden bulunur.

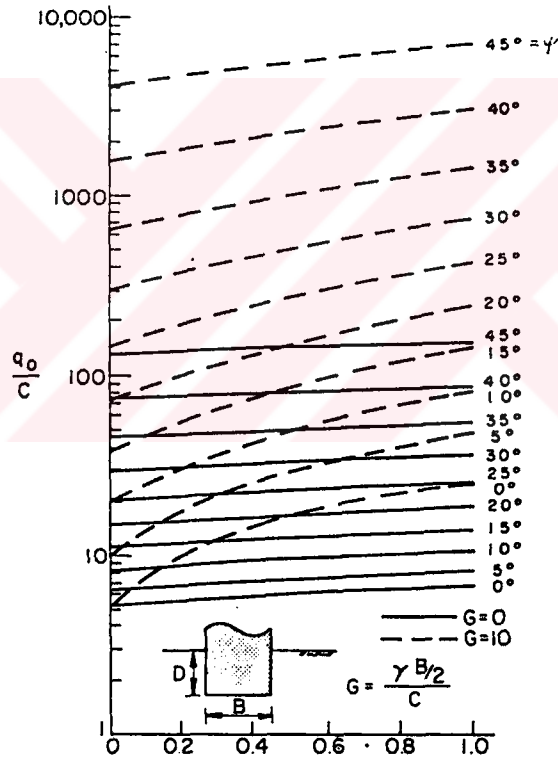
$G=10$ ve $\ell=40^\circ$ için üst sınır limit analiz metodu kayma çizgisi çözümünden % 37 fazla tahmin yapar.

G nin 5 ten az ve ℓ nin 40° dan daha az değerleri için hata % 25 ten daha az beklenebilir.

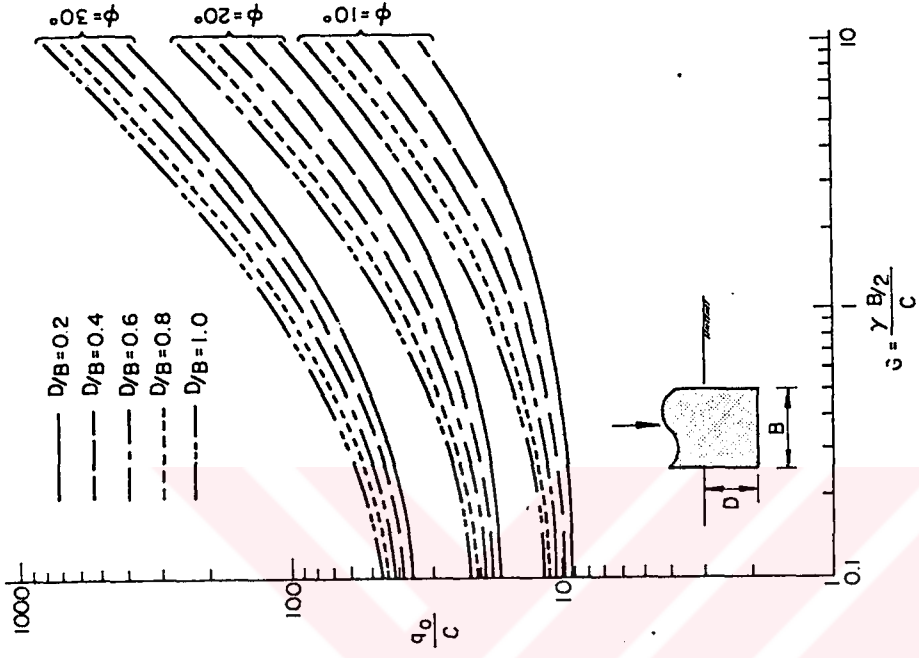
Normal G değerlerinin 0,1 ile 1 arasında değişmesi beklenebilir ve bu arada limit analiz çözümlerindeki max hata % 9 dan daha azdır.^[1]

Limit analizinin sonuçlarını Spencer'in çözülmüş sonuçları ile karşılaştırmak ilgi çekicidir. İki metot kayma çizgisinin çözümlerine biraz daha yakın kalan limit analiz çözümleriyle nerdeyse özdeş sonuçlar verir.

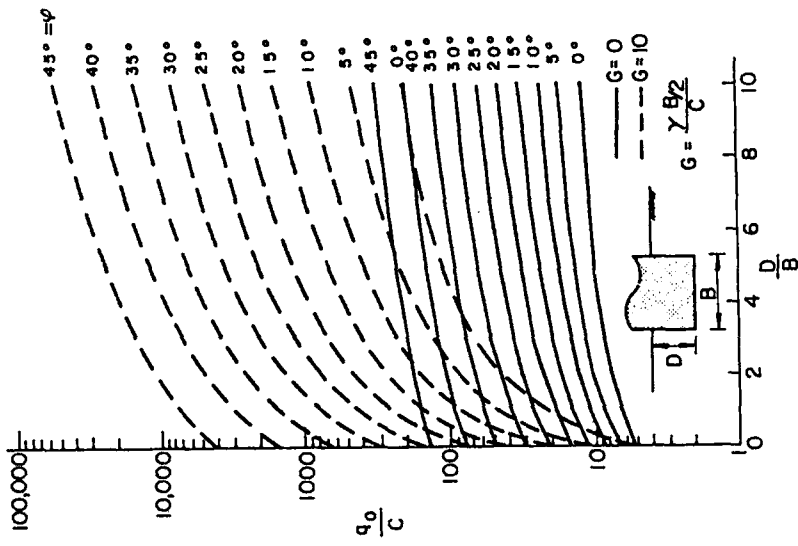
Burada kullanılan hız alanı ağırlıksız zemindekine çok yakın olarak benzerdir.



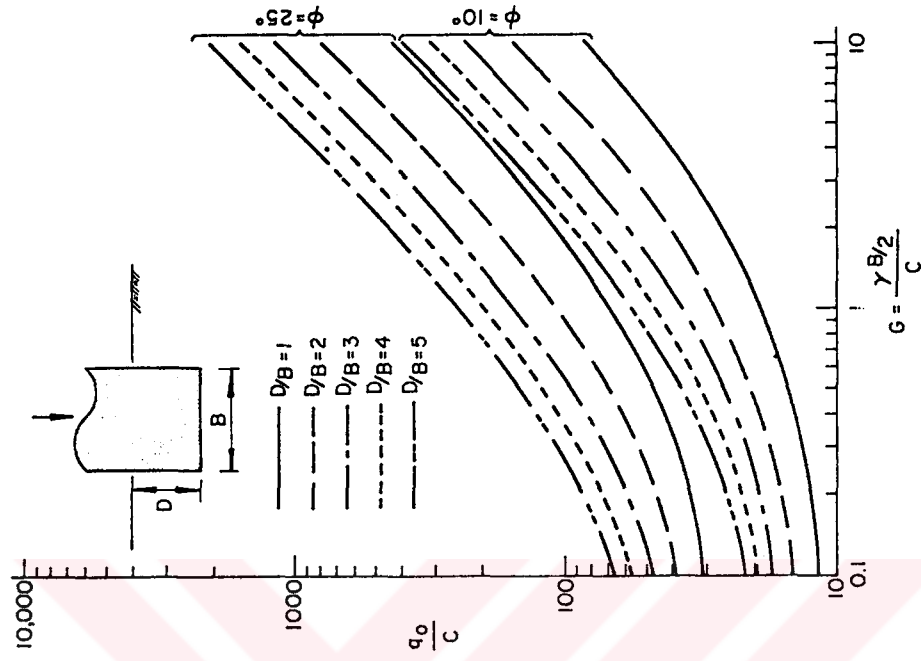
Şek 4.8-Sığ temellerin taşıma kapasitesi



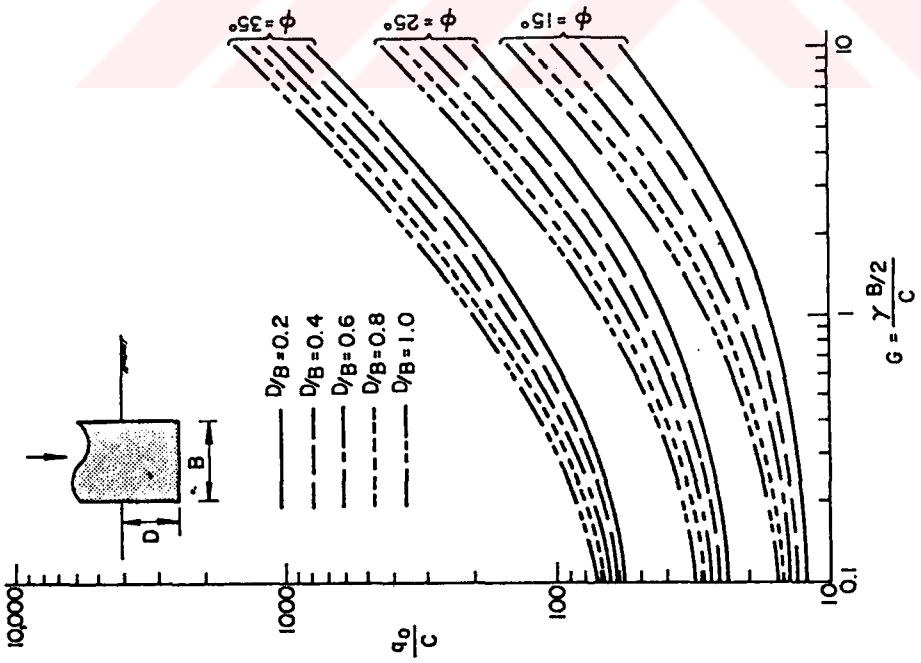
Şek.4.10- Sığ pürüzlü temellerin taşıma kapasitesi



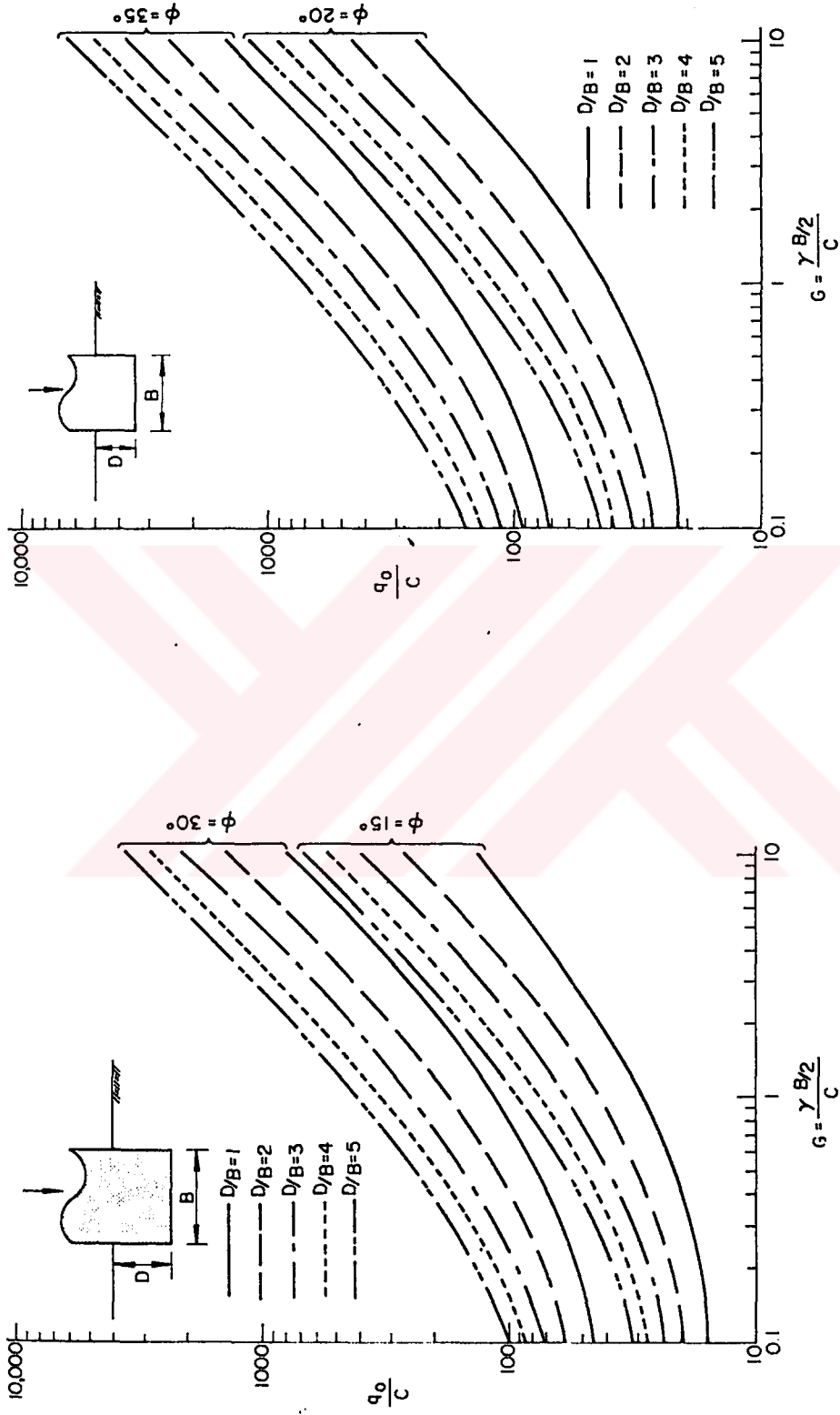
Şek.4.9- Derin temellerin taşıma kapasitesi



Şek 4.12 Derin pürüzlü temellerin taşıma kapasitesi

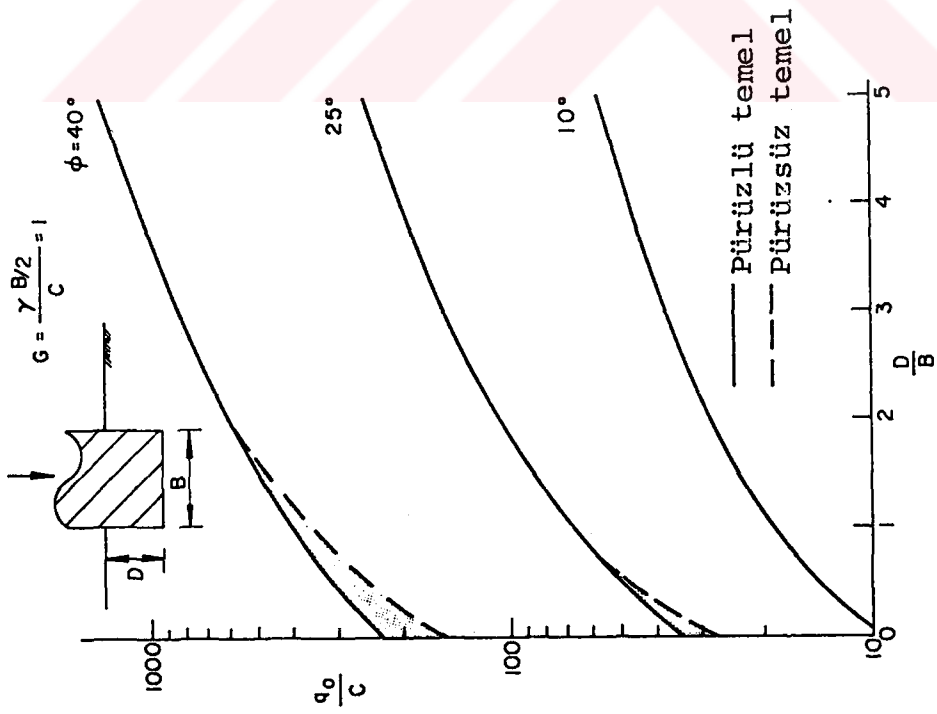


Şek.4.11- Sığ pürüzlü temellerin taşıma kapasitesi

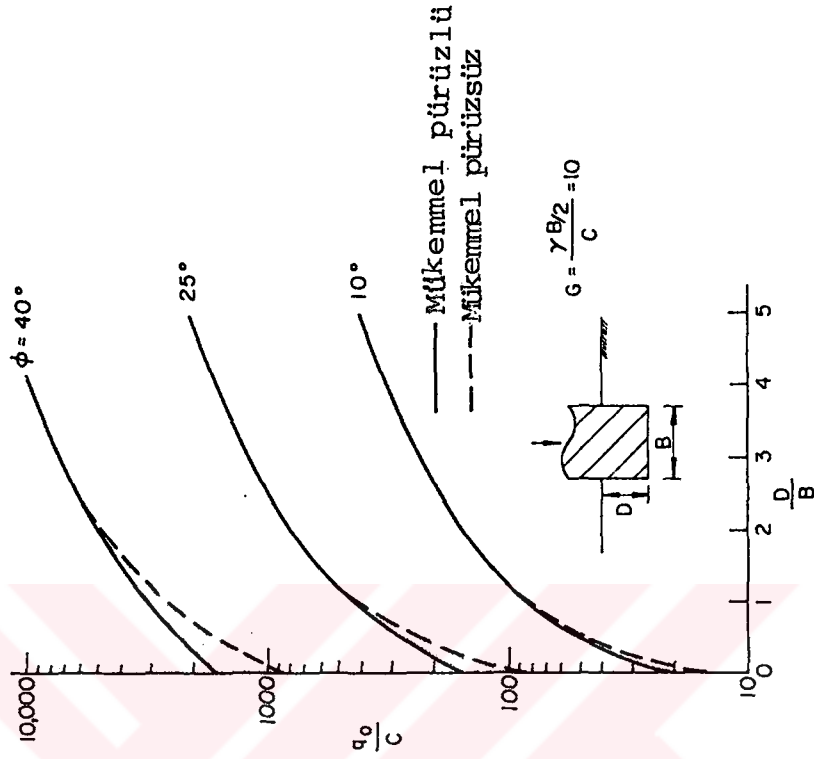


Şek.4.13-Derin pürüzlü temellerin taşıma kapasitesi

Şek.4.14-Derin pürüzlü temellerin taşıma kapasitesi



Şek.4.15- Derin temellerin taşıma kapasitesinde temel pürüzlülüğünün etkisi



Şek.4.16- Derin temellerin taşıma kapasitesinde temel pürüzlülüğünün etkisi

Tablo 4.1

Pürüzsüz bir yüzeyse temelın taşıma kapasiteleri (90/c) (1962) (Cox) (1962) (Spencer)

ϕ (°)	G = 0.0			G = 0.1			G = 1.0			G = 10.0		
	Cox	Spencer	limit analysis	Cox	Spencer	limit analysis	Cox	Spencer	limit analysis	Cox	Spencer	limit analysis
0	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14
10	8.34	8.35	8.35	8.42	8.42	8.42	9.02	9.07	9.05	13.6	—	14.4
20	14.8	14.8	14.8	15.2	15.2	15.2	17.9	18.3	18.1	37.8	—	43.4
30	30.1	30.1	30.1	31.6	31.7	31.7	42.9	45.3	44.3	127.0	—	159.0
40	75.3	75.3	75.3	83.0	83.5	83.4	139.0	157.0	151.0	574.0	—	786.0

Tablo 4.2

Pürüzlü temeller için sınır analiz ve sınır denge çözümleri

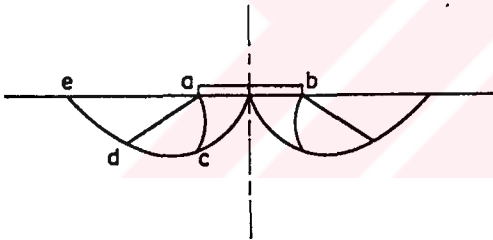
φ (o) Geometri ve malzeme sabitleri					Taşıma kapasitesi		
C	B	D	γ	G D/B	Limit Analiz	Brinch Hansen (1961)	Terzaghi Meyerhof (1955)
10 1,000 (47.9)	3 (0.914)	0	100 (1062)	0.15 0	8,560 (410.)	8,370 (401.)	8,000 (383.)
30 500 (23.9)	10 (3.05)	0	100 (1062)	1.0 0	29,100 (1,393.)	24,100 (1,154.)	23,000 (1,101.)
10 1,000 (47.9)	3 (0.914)	1.5 (0.457)	100 (1062)	0.15 0.5	10,400 (498.)	10,200 (488.)	8,380 (401.)
30 500 (23.9)	10 (3.05)	5 (1.52)	100 (1062)	1.0 0.5	41,800 (2,000.)	37,400 (1,791.)	41,000 (1,963.)
10 1,000 (47.9)	3 (0.914)	3 (0.914)	100 (1062)	0.15 1.0	12,100 (579.)	11,100 (531.)	8,750 (419.)
30 500 (23.9)	10 (3.05)	10 (3.05)	100 (1062)	1.0 1.0	56,200 (2,691.)	51,100 (2,447.)	54,500 (2,610.)
30 500 (23.9)	10 (3.05)	20 (6.10)	100 (1062)	1.0 2.0	88,800 (4,252)	81,700 (3,912.)	82,300 (3,940.)
30 500 (23.9)	10 (3.05)	50 (15.2)	100 (1062)	1.0 5.0	210,000 (10,055.)	183,000 (8,762.)	207,000 (9,911.)

BÖLÜM 5

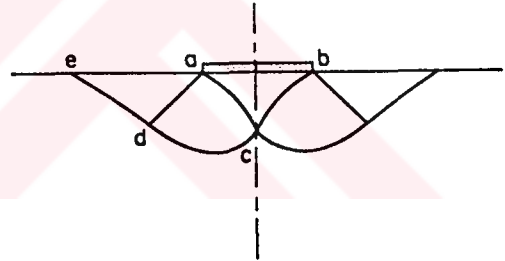
5.1. KOHEZYONSUZ ZEMİN ÜZERİNDEKİ BİR ŞERİT TEMELİN TAŞIMA KAPASİTESİ (N_γ FAKTÖRÜ) 5.1.1. Yüzeysel Temeller

Prandtl ve Hill Mekanizmaları

Ağırlıksız $c=0$ zemin üzerindeki bir yüzeysel temel için, Prandtl ve Hill mekanizmalarının her ikisinde aynı kesin(tam) sonucu verir. Bununla birlikte, zeminin ağırlığı dahil edildiğinde, eldeki kayma çizgisi çözümleri göstermektedir ki, temel altında bulunan kama şekilli bölge Prandtl ve Hill mekanizmalarının her ikisi içinde, artık eğrisel olmalıdır.



(a) Hill Tipi



(b) Prandtl Tipi

Şekil 5.1- Pürüzsüz temeller için kayma çizgi alanları

Sürtünmesiz bir zemin için, $\ell=0$, eğrisi, daima bir yaydır. Şek. 5.1 , düz bir temel için Lundgren ve Mortensen (1953) (Şekil 5.2.1.a) ve Prandtl (1921) (Şek. 5.2.1.b) tarafından önerilen kayma çizgisi alanlarını göstermektedir. Daha önceki tartışmalarda kullanılan mekanizmalar yalnızca düz çizgi ve logspiral eğrilerden oluştuğu için, bu tür mekanizmalardan elde edilen taşıma kapasiteleri,

ponderable bir zeminin taşıma kapasitesi problemine yalnızca yaklaşık çözümler verir. Şek. 5.1 (a) da gösterilen mekanizmanın doğru mekanizma olduğu gösterilebilir. Bu, önceki bölümde elde edilen taşıma kapasitesi denklemlerinin en iyi ihtimalle doğru değerlere üst sınırlar vereceği sonucuna götürür. Şek. 4.1 ve 4.4 de gösterilen, ne Hill ne de Prandtl mekanizmaları, ponderable bir zemin için kesin bir çözüm vermezler.

$$\left| \frac{\sin \ell}{(3 \tan \ell \cos \xi - \sin \xi)} - \cos(\xi - \ell) \right| \exp(-3\xi \tan \ell)$$

$$= \frac{\sin \frac{1}{4}\pi - \frac{1}{2}\ell}{(1+2\sin \ell) \exp \left| 3\left(\frac{3}{4}\pi + \frac{1}{2}\ell\right) \tan \ell \right|} \quad (5.1)$$

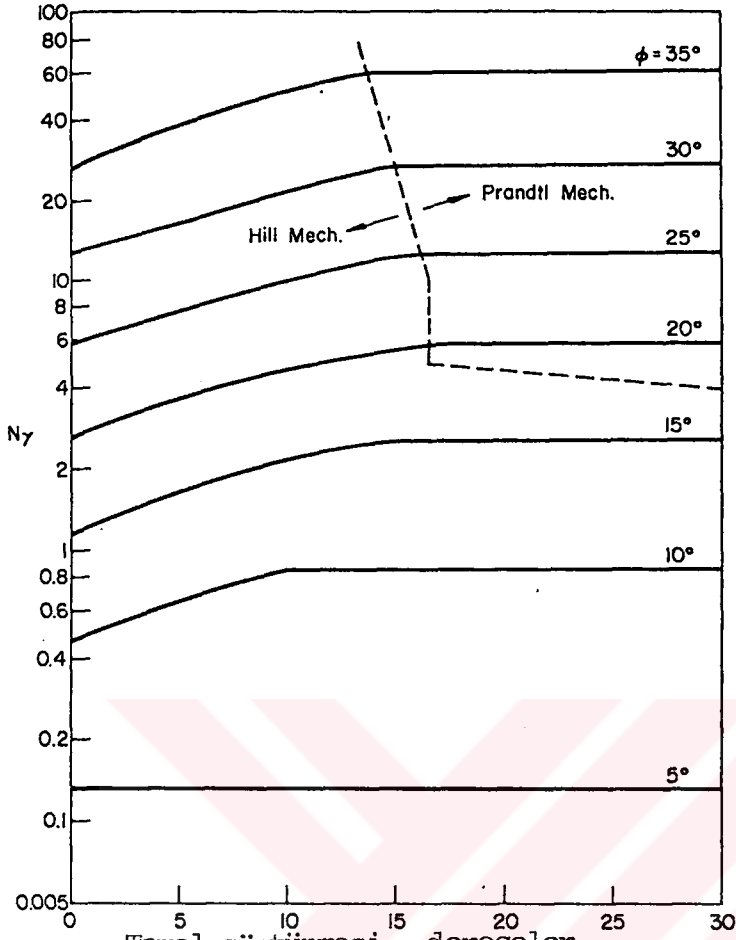
N_Y taşıma kapasitesi faktörü için hesaplamalar, ℓ nin 50° ile 45° arasındaki değerleri için Tablo 5.1 sayısal olarak tablo halinde düzenlenmiştir. Tablo 5.1 de ξ, ζ nin optimum değerleri, Prandtl ve Hill mekanizmalarının her ikisi içinde N faktörüne karşılık olarak sıralandırılmıştır. ξ ve ζ değerleri kritik mekanizmanın durumunu belirler. $\ell=30^\circ$ için, Prandtl mekanizmasından elde edilen $N_Y=26,7$ değeri, Meyerhof (1951) tarafından bildirilen $N_Y=26$ ve Abdul-baki ve Beik (1970) tarafından bildirilen $N_Y=27$ limit denge çözümleri ile karşılaştırılabilir. $\ell=30^\circ$ için Hill mekanizmasından elde edilen $N_Y=12,7$ değeri, Sokollovskii (1965) tarafından bildirilen $N_Y=15,3$ ve Lungreen ve Mortensen (1953) tarafından bildirilen $N_Y=14,8$ kayma çizgisi çözümleri ile karşılaştırılabilir⁽¹⁾ Tablo 5.1'in özel önemi, Hill mekanizmasından belirlenen pürüzsüz(düz) bir temelin taşıma kapasitesi ile Prandtl mekanizmasından belirlenen pürüzlü bir temelin arasındaki önemli farktır. Tüm hallerde Hill mekanizması, Prandtl mekanizmasınca verilen taşıma kapasitesinin yarısından biraz daha az bir taşıma kapasitesi verir.

Diğer bir önemde, artan taban sürtünme açısı δ ile, Hill mekanizmasındaki taşıma kapasitesindeki hızlı artıştır. Bu grafik, olarak, N_γ değerlerinin temel taban sürtünme açısı δ ye karşı gelecek şekilde çizildiği Şek. 5.2' de gösterilmiştir.

Tablo 5.1- Kohezyonsuz zeminlerde bir yüzeysel temel için N_γ değerleri

δ Sürtünme Açısı ($^\circ$)	Prandtl		Hill Pürüzsüz Temel		
	ξ ($^\circ$)	N_γ	ξ ($^\circ$)	ξ ($^\circ$)	N_γ
5	11	0.382	14	81	0.131
10	20	1.160	22	77	0.461
15	28	2.73	29	78	1.16
20	34	5.87	39	71	2.68
25	40	12.4	46	70	5.9
30	45	26.7	48	72	12.7
35	50	60.2	50	77	28.6
40	54	147.0	58	73	71.6
45	58	401.0	60	75	195.0

Grafikte gösterilen N_γ değerleri, ya Hill, ya da Prandtl mekanizmaları kullanılarak elde edilen mutlak minimumlardır. Kesik kesik çizgi, Hill mekanizmasının ve Prandtl mekanizmasının kontrolündeki bölgeyi göstermektedir. Hill mekanizması için bazı sonuçlar, N_γ değerlerinin, iki δ değerine karşılık üç δ değeri için tablo şeklinde düzenlediği 5.2 tablosunda sunulmuştur. ξ ve ζ nin optimum değerleride tablolaştırılmıştır. δ ve δ nın tüm değerleri için $\xi - \zeta = \frac{1}{2} \pi + \delta$ bağıntısının, optimum koşulun altında tutulduğu görülür. Yukarıdaki tartışmalardan şu sonucu çıkarabiliriz ki, yaklaşık olarak 17° lik bir taban sürtünme açısı, taban ve bitişik zemin arasındaki kaymayı önlemeye yeterlidir ve bu nedenle aslında tamamen pürüzlü taban koşuluna neden olur. Şek. 5.2' den görmek ilginç olacaktır ki $\delta \leq 15^\circ$ için, Hill mekanizması düz ($\delta=0$) ve pürüzlü ($\delta=\delta$) temelin her ikisininide kontrol etmektedir.



Şek. 5.2- Kohezyonsuz zeminlerde bir yüzeysel temel için taşıma kapasitesi
Zemin sirtünme açısı ve sirtünme açısı arasındaki ilişki.

Tablo 5.2- Hill Mekanizmasında N_γ , γ , ℓ , δ arasındaki ilişki
(Yüzeysel Temel)

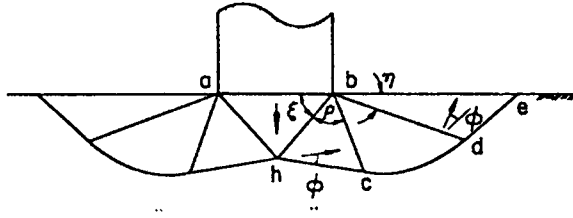
δ (°)	$\varphi = 20^\circ$			$\varphi = 30^\circ$		
	ξ (°)	ξ (°)	N_γ	ξ (°)	ξ (°)	N_γ
0	39	71	2.68	48	72	12.7
10	49	62	4.54	58	63	21.9
20	67	43	6.52	72	48	33.1

Prandtl mekanizmasının N_Y taşıma kapasitesi faktörü için sayısal değerler, $\ell > 30^\circ$ için emniyetli tarafta, $\ell < 30^\circ$ için emniyetsiz tarafta kalan hatalarla; ($15^\circ < \ell < 45^\circ$ için % 8 zi aşmayan ve $20^\circ < \ell < 40^\circ$ için % 6 yı aşmayan)

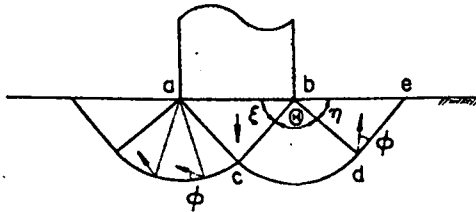
$$N_Y = 2 \left| 1 + e^{\pi \tan \ell} \tan^2 \left(\frac{1}{4} \pi + \frac{1}{2} \ell \right) \right| \tan \ell \tan \left(\frac{1}{4} \pi + \frac{1}{2} \ell \right) \quad (5.2)$$

denklemlerle yaklaşık olarak bulunabilir.

Burada bahsetmek gerekir ki, literatürde bu probleme büyük çeşitlilikte önerilmiş çözümler mevcuttur. N_Y değerlerindeki 5.2 de verilen değerlerin yaklaşık 1/3'ünden iki katına değişen farklılıklar önemlidir. Dahası daha önce işaret edildiği gibi taşıma kapasitesi hesapları için uygun bir ℓ değeri seçiminde güçlükler vardır, çünkü ℓ 'nin düzlemsel gerilme değeri, tekabül eden basit triaxial test değerinden %10 daha yükseğe kadar çıkabilir. 5.2'ye göre olan N_Y değerlerinin bu yüzden pratik uygulamalar için yeterince doğru olduğu düşünülebilir⁽¹⁾



a) "Prandtl 2" Mekanizması



b) "Prandtl 3" Mekanizması

Şekil 5.3- Değiştirilmiş Prandtl Mekanizması

Geliştirilmiş Bir Prandtl Mekanizması (Şek.5.3.a)

Prandtl mekanizması için daha iyi bir üst sınır aşağıdaki gibi elde edilir, Şek.5.3(a) da gösterilen mekanizma burada "Prandtl 2" olarak anılacaktır. Bu geleneksel Prandtl mekanizmasından (artık "Prandtl 1" olarak anılacaktır) Yalnızca ilave bir rijit gövde bölgesi dahil edilmesiyle değişir (bölge bhc). İçsel enerji kaybı oranı kohezyonsuz bir zemin için 0 olduğundan dolayı, yalnızca abh, bhc ve bde üçgen bölgelerindeki ve bcd logspiral kayma bölgesindeki zemin ağırlığınca yapılan dış işin oranlarını hesaplamak gereklidir. Bu hesaplamalar yerine getirilip ve temel yükü tarafından iş oranına eklendiğinde, bazı sadeleştirmelerden sonra, taşıma kapasitesi faktörü N_Y nin üst sınır değeri şöyle bulunur.

$$\begin{aligned}
 N_Y(\xi, \rho, \eta) = & -\frac{1}{2} \tan \xi - \frac{\sin \rho \cos(\rho - \ell) \cos(\xi + \rho) \cos(\xi - \ell)}{2 \cos \ell \cos^2 \xi \cos(\rho + \ell)} \\
 & + \frac{\cos^2(\rho - \ell) \cos(\xi - \ell)}{2 \cos^2 \ell \cos^2 \xi \cos(\rho + \ell) (1 + 9 \tan^2 \ell)} \{ 3 \tan \ell \cos(\xi + \rho) + \sin(\xi + \rho) \\
 & + |3 \tan \ell \cos \eta - \sin \eta| \exp |3(\pi - \xi - \rho - \eta) \tan \ell| \} \\
 & + \frac{\cos^2(\rho - \ell) \cos(\xi - \ell) \sin \eta \cos \eta \exp |3(\pi - \xi - \rho - \eta) \tan \ell|}{2 \cos \ell \cos^2 \xi \cos(\rho + \ell) \cos(\eta + \ell)} \quad (5.3)
 \end{aligned}$$

"Prandtl" mekanizması, $\rho=0$ olduğunda (5.3)'ün özel bir hali olarak yorumlanabilir. 5.3'den elde edilen en ufak üst sınırlar, Tablo 5.3 de Prandtl 2 olarak, Prandtl 1 mekanizmasından elde edilen sonuçlarla birlikte tablolaştırılmıştır. Prandtl 1 için sonuçlar $\beta=0$ olarak Şek. 4.1 de gösterilen mekanizmadan elde edilmiştir. $\ell=30^\circ$ için şimdi $N_Y=25$ değeri, "Prandtl 1" mekanizmasından (Şek. 4.1, $\beta=0$) elde edilen önceki $N_Y=26,7$ değeri ile karşılaştırılabilir. Yeni mekanizmanın, ℓ nin 40° den küçük veya eşit

olduğu tüm değerler için, probleme daha iyi üst sınır verdiği görülmektedir.⁽¹⁾

Alternatif Bir Prandtl Mekanizması (Şek.5.3.b)

Şimdi tartışılacak olan mekanizma, pürüzlü temeller için yukarıda sözü edilen mekanizmadan elde edilenden bile daha iyi üst sınır vermektedir. Şek.5.3 (b) de gösterilen mekanizma burada "Prandtl 3" olarak anılacaktır. Bu geleneksel Prandtl mekanizmasına oldukça benzer, bununla beraber bcd kayma bölgesi dairesel bir yayla sınırlandırılmıştır. Kayma bölgelerinin herhangi bir radyal çizgisinin hızı üniformdur. Hız vektörü artık radyal çizgiye dik değildir. Fakat radyal çizgiye normale λ kadar bir açı yapar.

Tablo 5.3- Yüzeysel temel için N_γ taşıma kapasitesi faktörü

φ (°) Pürüzlü temel $N_\gamma = 2q_0/\gamma B$						Pürüzsüz Temel N_γ		
Limit equilibrium Meyerhof (1951)	Slip-line Hansen and Christensen (1969)	Limit analysis				Slip-line		Limit analysis, Hill mechanism
		Prandtl 1 $\beta = 0$	Prandtl 2	Prandtl 3		Sokolovskii (1965)	Hansen and Christensen (1969)	
15	2.5	1.2	2.7	2.3	2.1	1.4	0.7	1.2
20	5.5	2.9	5.9	5.2	4.6	3.16	1.6	2.7
25	12.0	7.0	12.4	11.4	10.9	6.9	3.5	5.9
30	26.0	15.0	26.7	25.0	31.5	15.3	7.5	12.7
35	60.0	35.0	60.2	57.0	138.0	35.2	18.0	28.6
40	130.0	85.0	147.0	141.0	1803.0	86.5	42.0	71.6

Dairesel bölge bcd deki zemin ağırlığınca yapılan dış işin oranı, θ merkez açılı bölgeyi küçük rijid üçgenlere bölerek ve θ bölgesinde her bir üçgenin düşey hız bileşeninin ağırlığı ile çarpımlarının toplammasıyla bulunabilir. Şekil 5.3 (b) ye göre ve bc uzunluğunu r ile göstererek, bu integral formunda ifade edilebilir.

$$\frac{1}{2} V_o r^2 \int_0^{\theta} e^{\theta \tan 2 \ell} \cos(\xi + \theta + \ell) d\theta = \frac{-\gamma V_o r^2}{2(1 + \tan^2 2 \ell)} \left\{ \tan 2 \ell \cos(\eta - \ell) - \sin(\eta - \ell) \right\} \exp \left| (\pi - \xi - \eta) \tan 2 \ell \right| + \tan 2 \ell \cos(\xi + \ell) + \sin(\xi + \ell) \quad (5.4)$$

abc ve bde bölgelerinin kendi ağırlığı dolayısıyla yapılan dış iş oranı, basit şekilde bu bölgenin ağırlığı ile çarpılmış bu bölgedeki hızın düşey bileşimidir. Zemin ağırlığınca yapılan toplam işin toplam oranı, her bir bölgenin dış işlerinin toplanmasıyla elde edilir. Burada kohezyonsuz bir zemin gözönüne alındığından, iç enerji kaybı ortaya çıkmaz. Zemin ağırlığından doğan dış işin toplam oranının, temel yükünce yapılan işin oranına eklenmesi ve 0'a eşitlenmesiyle yüzeysel bir temelin N_Y taşıma kapasitesi faktöründe üst sınır elde edilir.

$$N_Y = -\frac{1}{2} \tan \xi + \frac{\cos(\xi - \ell)}{2 \cos^2 \xi \cos^2 \ell (1 + \tan^2 2 \ell)} \left\{ \tan 2 \ell \cos(\xi + \ell) + \sin(\xi + \ell) \right. \\ \left. + \left| \tan 2 \ell \cos(\eta - \ell) - \sin(\eta - \ell) \right| \exp \left| (\pi - \xi - \eta) \tan 2 \ell \right| \right\} \\ + \frac{\cos(\xi - \ell) \tan \eta \cos(\eta - \ell) \exp \left| (\pi - \xi - \eta) \tan 2 \ell \right|}{2 \cos^2 \xi \cos 2 \ell} \quad (5.5)$$

5.5' den elde edilen en ufak üst sınırlar Tablo 5.3'ün "Prandtl 3" kolonunda sunulmuştur⁽¹⁾. Bu mekanizmanın temeller için, ℓ nin 25° den küçük veya eşit tüm değerler için, Prandtl ve Prandtl 2 mekanizmalarından elde edilenlerden daha iyi üst sınırlar verdiği görülmüştür.

Mevcut Çözümlerin Sonuçlarıyla Karşılaştırma (Yüzeysel Temel)

Kohezyonsuz zeminde ($G = \infty$) taşınan tamamen pürüzlü ve tamamen düz temeller için kayma çizgisi çözümleri diğerleri arasında Lundergren ve Mortensen (1953),

Sokolovskii(1965), Hansen ve Christensen (1969) ve Graham ve Stuart (1971) tarafında sunulmuşlardır. Sokolovskii,Hansen ve Christiensen'in sonuçları ve Hill ve çeşitli Prandtl mekanizmalarından elde edilen limit analiz çözümlerinin sonuçları tablo 5.3 de özetlenmiştir. Limit denge metodundan elde edilen Meyerhof'un(1951) sonuçları bu tablonun ikinci bir kolonunda sıralanmıştır.

Tablo 5.3 de görülebileceği gibi, limit analiz çözümleri Meyerhof'un pürüzlü temel için çözümleriyle son derece ve Sokolovskii'nin düz temel için çözümleriyle oldukça benzerlik gösterir. Ancak Hansen ve Christensen'in kayma çizgisi çözümlerini % 50-100 kadar aşmaktadır. Geleneksel Prandtl mekanizmasından elde edilen limit analiz çözümlerinin ilave rijit gövdeler ekleyerek ve değiştirilmiş (düzeltilmiş) bir kayma bölgesi kullanılarak bir miktar geliştirilebileceği de gözlenebilir (Şek.5.3)

Birleşik akış kurallı tamamen plastik Coulomb malzemesi için elde edilen üst sınır çözümü, birleşik olmıyan akış kurallı bir Coulomb malzemesi içinde bir üst sınır olduğundan,düz temel için Sokolovskii'nin kayma çizgisi çözümleri (Bkz. Tablo 5.3), taşıma kapasitesi değerleri Hill mekanizması limit analizi ile elde edilen üst sınırlardan daha büyük olduğu için doğru çözümü gösteremez (Tablo 5.3 'ün son kolonu). Benzer şekilde $\lambda = 40^\circ$ lık kohezyonsuz zeminde taşınan pürüzlü bir temel için Gorbunov (1965) $N_y = 192$ çözümü "Prandtl1"mekanizmasından elde edilen $N_y = 147$ ve "Prandtl2" mekanizmasından elde edilen $N_y = 141$ değerlerinden önemli ölçüde büyük olduğundan doğru olamaz.⁽¹⁾

5.1.2. Sığ ve Derin Temeller:

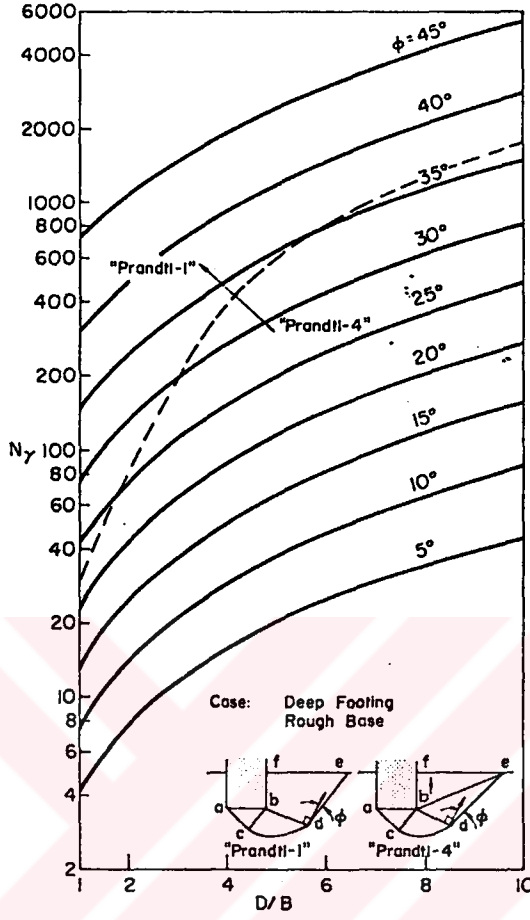
Değiştirilmiş Prandtl ve Hill Mekanizmaları;

Şekil 4.1 ve 4.4 de gösterilen Prandtl ve Hill Mekanizmaları, şimdi λ değerleri küçük olduğunda, derin bir temelin taşıma kapasitesi için daha iyi bir üst sınır

bulmak için biraz değiştirilecektir. Bu basit değiştirme sıg temel hali içinde dahaiiyi bir üst sınır verecektir. Değiştirme, Prandtl ve Hill mekanizmalarının her ikisi içinde özdeş olduğundan, aşağıda yalnızca Prandtl mekanizması tarif edilecektir. Değiştirilmiş Prandtl mekanizması Şekil 5.4 ün içinde gösterilmiş ve "Prandtl 4" olarak adlandırılmıştır. Bu, Şekil 4.1 de gösterilen (Şek. 5.4) de de gösterilip "Prandtl 1" olarak adlandırılan). Prandtl mekanizmasından, bdef bölgesine dahil edilmiş be ilave süreksiz kayma çizgisi ile farklılık gösterir. Burada kohezyonsuz zemin gözönüne alındığından, zemin ve temel arasındaki düşey yüzey boyunca yalnızca içsel tür enerji kaybı ortaya çıkar. Bu enerji kaybı, her bir kayma yüzeyini $\tan \delta$ çarpı(kere) uzunluk boyunca hızdaki süreksizlik ve bu yüzey üzerinde etkiyen normal kuvvetle, çarparak ve iki yüzeyde toplayarak bulunabilir. Ancak, bu tür bir analiz, çözümleri elde etmede bazı güçlükler gösterir, çünkü, zemin ve temelin düşey kenarı arasındaki yatay normal kuvvet bilinmemektedir. Eğer temel kenarındaki zeminin sürtünme direncini tamamıyla değişken kabul edersek, temel yanındaki yatay normal kuvveti bef toprak kamasında kuvvetlerin dengesinden hesaplayabiliriz. Bu mümkündür, çünkü be süreksiz çizgi üzerinde etkiyen normal ve teğetsel kuvvetler kohezyonsuz zemin için Coulomb akım koşullarını sağlar. Bununla beraber aşağıdaki hesaplarda temel kenarındaki bu sürtünme kaybı ihmal edilmiştir.

bde ve bef alanları kolayca hesaplanabilir (Şekil 5.4)

Bu alanca yapılan dış iş oranı, her bir alanı γ çarpı bu alanın düşey hız bileşeni ile çarparak bulunur. Zemin ağırlığınca yapılan dış işin toplamı daha önce hesaplanmış olan abc kamasının (4.7) logspiral bcd bölgesinin (4.10) dış iş oranlarının bu oranlara eklenmesiyle bulunur. Toplam dış iş oranını temelce yapılan işe 4.14 eklemek ve bunu 0 a eşitlemekle, N_y taşıma kapasitesi faktörü için bir üst sınır elde ederiz.



Şekil 5.4- İki tip Prandtl mekanizması arasındaki karşılaştırma

$$N_Y(\xi, \eta) = \frac{\cos(\xi - \eta)}{2\cos\xi\cos^2\xi} |h_1(\xi) + h_2(\xi, \eta) + h_4(\xi, \eta)| \quad (5.6)$$

$$h_4(\xi, \eta) =$$

$$\left| \frac{\cos\xi\sin\xi\cos(\beta - \eta)}{\cos(\eta + \xi)} + \frac{\cos^2\xi\cos\beta\sin\beta}{\cos(\eta + \xi)\cos(\beta + \xi)} \right| \exp[3(\pi + \beta - \xi - \eta)\tan\xi] \quad (5.7)$$

Şekil 4.4 de gösterilen Hill mekanizması Prandtl durumunda olduğu gibi kolaylıkla değiştirilebilir. be sürekli hız çizgisi ekleyerek ve bef kamasının rijit bir kütle olarak temelin bf kenarına paralel doğrultuda yukarı doğru hareket ettiğini kabul ederek, N_Y taşıma kapasitesi

için ℓ değerleri küçük olduğunda, 4.4 şeklinde elde edildenden daha iyi bir üst sınır elde ederiz. Taşıma kapasitesi faktörü için $N_Y = \bar{N}_Y / |1 - \tan \delta \cot (\xi - \ell)|$ denkleminin önceki çözümün (4.2) formuyla, 4.9 da verilen son terim yerine

$$\frac{2\alpha \cos(\eta + \ell) \exp |(\pi + \beta - \xi - \eta) \tan \ell|}{\tan \beta \cos \ell \sin(\xi - \ell) \cos(\beta + \ell)} \cdot \frac{D^2}{B} \quad (5.8)$$

konularak özdeş olduğu bulunur.

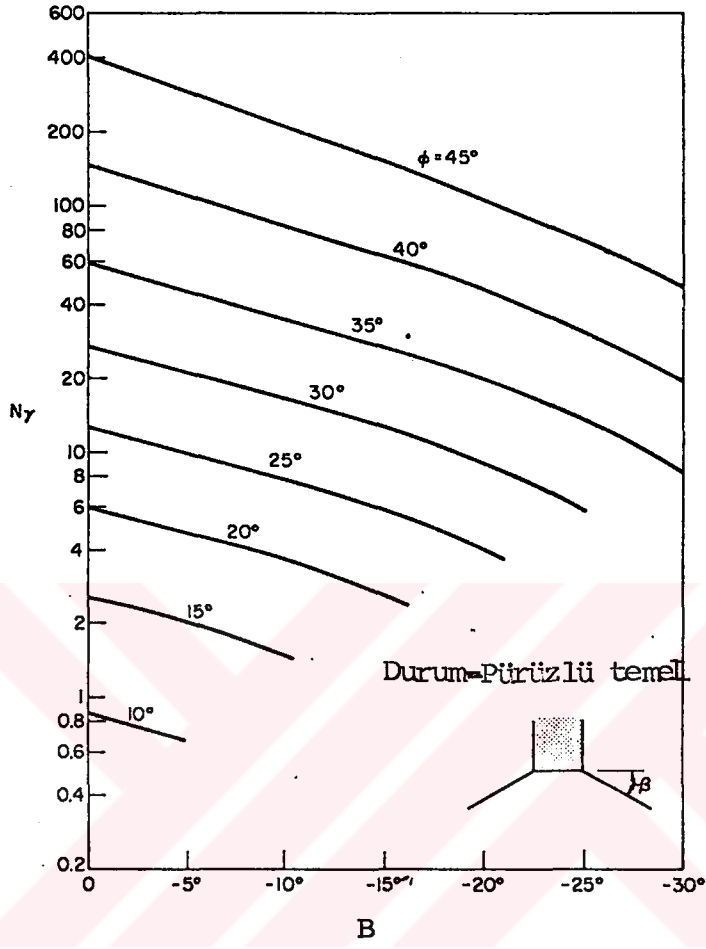
Bir eğim üzerinde temel

Bir eğim üzerindeki bir temelin taşıma kapasitesi, daha önce bir sığ temel için verilmiş olan çözümlerin basitçe değiştirilmesinden doğrudan elde edilebilir. Örneğin Prandtl mekanizmasını (Şek. 4.1) alalım. bef alanını 0'a eşitlediğimizde, $1/2 < \beta < 0$ hali eğim üzerindeki temelin taşıma kapasitesini verir. Taşıma kapasitesi faktörü N_Y yi hesaplayan formül bu durumda aşağıdaki formu alır.

$$N_Y(\xi, \eta) = \frac{\cos(\xi - \ell)}{2 \cos \ell \cos^2 \xi} |h_1(\xi) - h_2(\xi, \eta)| + \frac{\cos(\xi - \eta) \sin \eta}{2 \cos(\eta + \ell) \cos^2 \xi} \quad (5.9)$$

Hill mekanizması için sonuçlarda benzer tarzda elde edilebilir.

Bir eğim üzerindeki pürüzlü temel hali için Prandtl ve Hill mekanizmasından hesaplanan N_Y faktörünün mutlak minimum değerleri, eğim açısı β nin 0 dan -30° ye kadar ve sürtünme açısı ℓ nin 10° den 45° ye kadar değişimi için hesaplanmıştır. Sonuçlar, $-\ell < \beta \leq 0$ değer kümesi içinde Şekil 5.5' de çizilmiştir. $B=0$ hali yüzeysel temeli gösterir ve faktör $D/B=0$ durumunda Şekil 5.5' de verilen ile özdeş olur. $\ell=40^\circ$ ve $\beta=-30^\circ$ için mevcut $N_Y=19.7$ değeri limit denge metodu kullanılarak Meyerhof (1951) tarafından elde edilen $N_Y=20$ değerine yakındır.⁽¹⁾



Şekil 5.5- Eğim üzerindeki bir temelin taşıma kapasitesi

BÖLÜM 6

6.1.HOMOGEN OLMAYAN (ÇOK KATLI), ANİZOTROPİK ZEMİNLERDEKİ TEMELLERİN TAŞIMA KAPASİTESİ

Homojen olmayan ya da anizotropik zemindeki bir temelin taşıma kapasitesi mühendislik pratiğinde sık sık ortaya çıkmıştır. Fakat temelin taşıma kapasitesini belirlemek için hesap verileri çok azdır.

Ayrıntılı (detaylı) bilginin bu eksikliği basitleştirilmiş bazı metotlardan elde edilmiş sonuçların karşılaştırılması sırasında ihtiyaç duyulan sonuçlandırılmış tam çözümlerdeki büyük zorluklar sebebiyledir.

Homojen ve izotropik zeminlerin taşıma kapasitesi üzerine yapılmış önceki çalışmalar buradadır. Gerçekte en fazla kullanılan limit analiz metodudur.

Hesaplar sonucu çıkarılan özellikle, seçilen açılarla bir basit örnek Şekil 6.1 de gösterilmektedir.

Gözden uzak tutulmuş, belirsiz bazı temel noktalar; iç kayma açısı α "0" olarak alınmalı ve zemin ağırlığı ihmal edilebilecek şekilde değerlendirilmelidir. Bu basit örneğin amacı limit(sınır) analiz metodunun etkisini (kuvvetini) ispat etmektir.

Örnek 6.1 - Homojen olmayan, $\alpha=0$ eğimli,kohezyonlu zeminler üzerindeki temeller Şek. 6.1 (Drucker, 1953).

Problem temel altında duran (bulunan) daha güçlü zeminin c_1 kohezyonuna,zayıf zeminin c_2 kohezyonunun değişken oranları için, Şekil 6.1 de gösterilen temelin esas taşıma kapasitesi (q_0) basıncını bulmaktır. Zayıf zeminde kullanılan failure mekanizması Şek.6.1 (c) de

gösterildiği gibi bir radyal kayma bölgesi ve iki rijit üçgen içerir, bu problem bir üst sınır çözümü ile çözeriz, hallederiz.

$$q_0 \leq 2c_1 + (2 + \frac{1}{2}\pi) c_2 \quad (6.1)$$

eğer zemin zayıf, dayanıklı değilse, $c_2=0$ sa, basit süreksiz şiddet alanı Şekil 6.1 (a) da gösterildiği gibidir. ve üst sınır $q_0=2c_1$ açık cevabını verir. Önerilen diğer cevap $c_2=c_1/2$ dir.

Şekil 6.1 (b) nin süreksiz şiddet alanı örneği , Şekil 6.1(d)de gösterilen alternatif failure mekanizmasıyla kuvvetlendirilmiştir. Verilen formül

$$3c_1 \leq q_0 \leq (2 + \frac{1}{3}\pi) c_1 \quad \text{dir.} \quad (6.2)$$

İlk üst sınır ifadesi 6.1 , alternatif üst sınırdan Şekil 5.1(d) daha yüksek bir değere götürür. Üst sınır ve alt sınır değerlerinde herhangi(bazı) düzelmelerin gerçekte yararı olmayacaktır. Bütün sınırlar gerilme alınmadan malzemelere eşit olarak uygulanır(5)

6.1.1.İki Katlı Kil Tabakalarında Anizotropi ve Homojen Olmama

İzotrop Olmama

Çoğu kil tabakalarında kohezyon(c) kayma doğrultusuna göre biraz anizotropiyi, derinliğe göre de biraz homojen olmamayı gösterir.

Bir zemin kütleğinde belli bir noktada doğrultuya göre kohezyonun değişimi Casagrande ve Carrillo tarafından araştırılmıştır.

Bu çalışmada doğrultuya göre kohezyonun değişimi Şekil 6.2.(c) de gösterilen eğriye yakınsadığı gösterilmiştir. Bu şekilde c_h ve c_v sırasıyla yatay ve dikey doğrultudaki kohezyonlardır.

Dikey kohezyon c_v herhangi bir kesitten alınan dikey örnekten alınmıştır ve aynı doğrultuya uygulanan temel gerilmeyle test edilmiştir.

Kohezyon c_h ve c_v ana kohezyonlar olarak adlandırılabilir. Ana kohezyon oranı c_v/c_h yaklaşık olarak her kesitte sabittir. İzotropik durum için $c_v=c_h=c$ (bkz. 6.2 (c)). Pratikte, c_v/c_h oranının değeri yaklaşık 0,75 ile 2 arasındadır. Bu oranın 1 den küçük olması durumları çoğunlukla aşırı desteklenmiş killi (sert killer) tabakalarda meydana gelir. Şekil 6.2 a'da gösterilen ψ açısı ele alınan noktadaki gerilme yönüyle, kırılma düzlemi arasındaki açıdır.

Bu açı 10'nun 1965. teki testlerine göre ana gerilmenin dönme açısından bağımsızdır. Yatay düzleme i açısı ile gelen (i açısı yapan) ana gerilmeyle birlikte kohezyon c_2 aşağıdaki şekilde yazılabilir.⁽⁵⁾

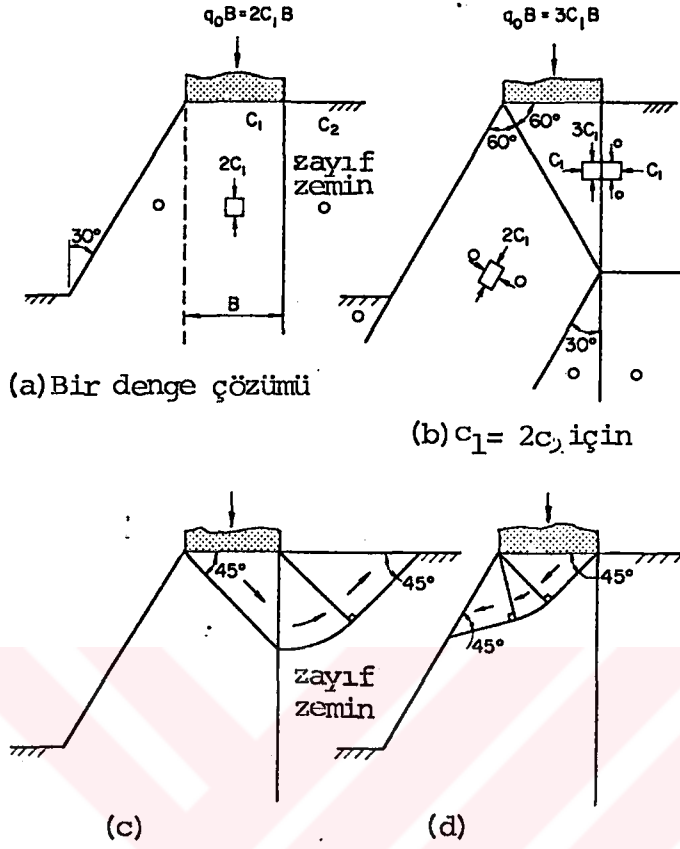
$$c_2 = c_h + (c_v - c_h) \cdot \sin^2 i \quad (6.3)$$

Bir noktada kohezyonun bu özel anizotropi durumu yönüde dikkate alarak bundan sonraki hesaplarda kullanılacaktır.

Homojen Olmama

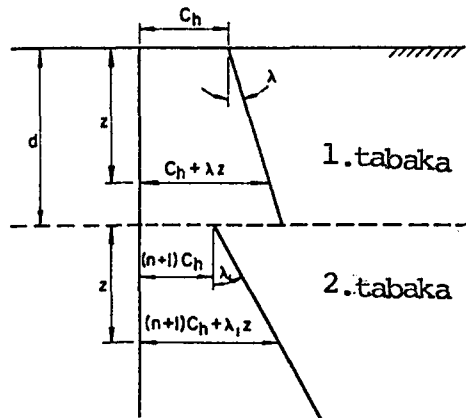
Herhangi bir kesitteki kohezyon (c) derinlikle artar ya da azalır iki katlı kil tabakalarında derinliği de ele alarak kohezyonun homojen olmama olarak en basit durumu Şekil 6.2 de gösterilen ve derinlikle sabit olan yatay kohezyon c_h durumudur.

Burada n faktörü iki katlı tabakanın bağıl dayanımını gösterir. Homojen olmayan kohezyonun daha genel bir durumu Şekil 6.3'de gösterildiği gibi z derinliğiyle her tabakada yatay kohezyon C_h 'nin lineer değişim halidir.

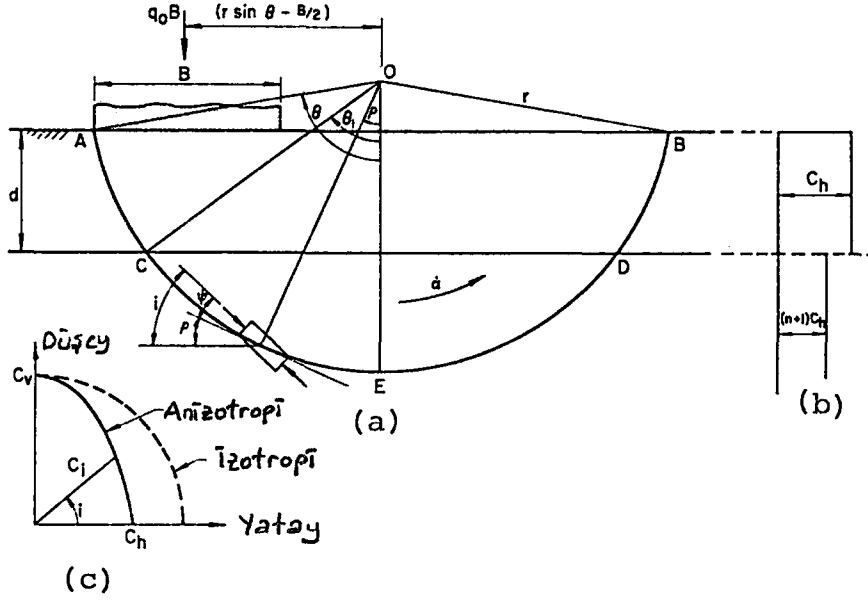


Şekil- 5.1- Homojen olmayan $\ell=0$ açılı zemin
(Drucker, 1953)

Burada λ ve λ_1 derinlikle kayma gerilmesinin artmasını veya azalmasını gösterir. Bundan sonraki hesaplamalarda önce Şekil 6.2 b'deki gibi her tabakada sabit kohezyon durumu düşünülür ve daha sonra derinlikle kohezyon doğrusal değişim durumu izlenir.⁽⁵⁾



Şekil 6.3- Derinlikle kohezyonun lineer değişimi



Şekil 6.2- İki katlıkil tabakasında dairesel kayma yüzeyi ($\lambda=0$)

6.1.2. İki Katlı Killi Tabakalarda Temellerin Taşıma Kapasitesi

Kırılma Mekanizması

Homojen, izotropik ($\lambda=0$)kil zeminler üzerindeki şerit temeller için taşıma kapasitesi faktörü N_c nin tam değeri daha önceki alt ve üst sınır analizlerine göre $(2-\pi)=5.14$ dür. $5'53'$ ün bir üst sınır değeri dairesel bir kırılma yüzeyi kabulü ile kolaylıkla elde edilebilir. Çünkü bu üst sınır değer tam çözümden sadece biraz daha fazladır. Bu yaklaşımın matematik analizde sağladığı kolaylık nedeniyle bu mekanizma bundan sonra ki hesaplarda kullanılacaktır.

Durum 1- Her bir tabakada anizotropiyle birlikte sabit kohezyon. 0 merkezli dairesel mekanizma için açısal hız α Şekil 6.2 a'da gösterildiği gibidir.

Dış iş oranı

$$q_0 B (r \sin \theta - \frac{1}{2} B) \propto' \quad (6.4)$$

Burada r , sürekli olmayan yüzeyin yarıçapıdır θ ise dikey OE doğrusuyla, OA doğrusu arasındaki açıdır.

r ve θ 'nin her ikisinde belirlenmemiştir.

İç iş oranı

$$2 \int_{\theta_1}^{\theta} c_i(r\dot{a})(r\dot{p}) + 2 \int_0^{\theta} (n+1) c_i(r\dot{a})(r\dot{p}) \quad (6.5)$$

$$\theta_1 = \cos^{-1} (\cos \theta + \frac{d}{r}) \text{ ile gösterilir. (6.6)}$$

Şekil 6.2 $\bar{a}$ 'dan $i=P-\psi$ olduğu görülmektedir. Bu eşitlik süreksiz ACE yüzeyinin sol parçası içindir. $\bar{i}=P-\psi$ eşitliği ise BDE yüzeyinin sağ kısmı içindir.

Böylece,

$$c_i = c_h + (c_v - c_h) \sin^2(p + \psi) \quad (6.7.a)$$

ACE parçası için

$$c_i = c_h + (c_v - c_h) \sin^2(P - \psi) \text{ elde edilir. (6.7.b)}$$

BDE kısmı için 6.7 deki C değerini 6.5 deki formülde yerine koyarak ve sonuçları yani formülleri birbirine eşitleyerek bir ifade elde ederiz. Bu ifade 6.4 ü verir.

$$\begin{aligned} q_0 B (\sin \theta - \frac{1}{2} B) &= \int_{\theta}^{\theta} |c_h + (c_v - c_h) \sin^2(p + \psi)| r^2 dp \\ &+ \int_{\theta_1}^{\theta} |c_h + (c_v - c_h) \sin^2(p - \psi)| r^2 dp \\ &+ \int_{\theta}^{\theta_1} (n+1) |c_h + (c_v - c_h) \sin^2(p + \psi)| r^2 dp \\ &+ \int_{\theta}^{\theta_1} (n+1) |c_h + (c_v - c_h) \sin^2(p - \psi)| r^2 dp \end{aligned} \quad (6.8)$$

Heriki tarafı $\frac{1}{4} Bc_v$ 'ye bölerek ve basitleştirerek N_c taşıma kapasitesi için bir üst değer elde ederiz.

$$N_c(r, \theta) = \frac{q_0}{c_v} = \frac{\left(\frac{r}{B}\right)^2}{\left(\frac{c_v}{c_h}\right) \left| \left(\frac{r}{B}\right) \sin \theta - \frac{1}{2} \right|} \left\{ 2\theta - 2n\theta_1 + \left(\frac{c_v}{c_h}\right)^{-1} \left| \theta \right. \right.$$

$$\left. + n \left| \left(\frac{c_v}{c_h}\right)^{-1} \right| \theta_1 - \frac{1}{4} \left| \left(\frac{c_v}{c_h}\right)^{-1} \right| \left| \sin 2(\theta - \psi) + \sin 2(\theta - \psi) \right. \right.$$

$$\left. - \frac{1}{4} n \left| \left(\frac{c_v}{c_h}\right)^{-1} \right| \left| \sin 2(\theta_1 + \psi) + \sin 2(\theta_1 - \psi) \right| \right\} \quad (6.9)$$

Reddy ve Sirinivasan(1967) çalışmalarını gözönüne alarak, sınır denge yöntemini kullanarak ($c_v=c_h=c$) özel izotropik zemin durumu için

$$N_c(r, \theta) = \frac{q_0}{c} = 2 \left(\frac{r}{B}\right)^2 \left\{ \frac{\theta + n\theta_1}{\left(\frac{r}{B}\right) \sin \theta - \frac{1}{2}} \right\} \quad (6.10)$$

6.9 'da r/B ve θ değişkendirler. (v/c_h ve ψ verilen problem için değerleri sabit olan parametrelerdir. θ_1 , açısı 1. ve 2. tabaka arasındaki sınırı belirler ve 6.6 'daki d/r ve θ yla ilgilidir. Böylece en azından bir $N_c(r, \theta)$ değeri için üst sınır gözönüne alınan daire-sel kesit için aşağıdaki koşullar sağlanmalıdır.

$$\frac{\partial N_c}{\partial \theta} = 0, \quad \frac{\partial N_c}{\partial r} = 0 \quad (6.11)$$

Homojen ve izotropik durum için ($n=0$ ve $c_v=c_h=c$) bu iki eşitlik analitik olarak çözülebilir ve $N_c=5,53$ değerini verir. $n \neq 0$ ve $c_v \neq c_h$ olduğunda 6.11' in analitik çözümü zordur. Bu denklemin bir çözümü verilen herhangi c_v/c_h , d/B ve n değerleri için 6.9 da bulunan değerler

yerine konularak, bilgisayar yardımı ile bulunabilir ve N_c değeri elde edilebilir.

Durum 2- Anizotropi ile birlikte her bir tabakada kohezyonun doğrusal değişimi (Şek. 6.2. c). Şekil 6.2.a ve 6.3 'ü gözönüne alarak ilk tabaka için $z=r (\cos \rho - \cos \theta)$ ve ikinci tabaka için $z=r (\cos \rho - \cos \theta_1)$ olduğundan herhangi bir z derinliğindeki ve yatayla i açısı yapan doğrultudaki kohezyon aşağıdaki gibidir.

İlk tabaka

$$c_i = (c_h + \lambda_z) + \left| \left(\frac{c_v}{c_h} \right) (c_h + \lambda_z) - (c_h + \lambda_z) \right| \sin^2 i$$

$$= |c_h + \lambda_r (\cos \rho - \cos \theta)| \left| 1 + \left(\frac{c_v}{c_h} - 1 \right) \sin^2 i \right| \quad (6.12.a)$$

İkinci tabaka

$$c_i = |(n+1)c_h + \lambda_1 r (\cos \rho - \cos \theta_1)| \left| 1 + \left(\frac{c_v}{c_h} - 1 \right) \sin^2 i \right|$$

6.12 deki c_i değerinin 6.5 de yerine koyarak ve elde edilen ifadeyi 6.4 de eşitleyerek N_c için bir üst sınır çözümü, daha önceki ek parametreler λ ve λ_1 'i içeren durumlarda olduğu gibi elde edilebilir.

Sadece bir anizotropik kil yüzeyi düşünerek ve bu yüzeydeki c_h ve c_v yi de gözönüne alarak bunların derinlikle değiştiğini düşünerek N_c için ifade 6.13'e indirgenir.

$$\begin{aligned}
N_C(r, \theta) = \frac{q_0}{c_v} = & \frac{\left(\frac{r}{B}\right)^2}{\left(\frac{c_v}{c_h}\right) \left(\frac{r}{B} \sin \theta - \frac{1}{2}\right)} \left\{ 20 + \frac{1}{4} \left| \left(\frac{c_v}{c_h}\right) - 1 \right| 4\theta - \sin 2(\theta + \psi) \right. \\
& - \sin 2(\theta - \psi) + 2 \left(\frac{\lambda_B}{c_h}\right) \left(\frac{r}{B}\right) (\sin \theta - \theta \cos \theta) + \left(\frac{\lambda_B}{c_h}\right) \left(\frac{r}{B}\right) \left(\frac{c_v}{c_h} - 1\right) \left| \frac{1}{3} \cos \psi \right. \\
& \left. \left| \sin^3(\theta + \psi) + \sin^3(\theta - \psi) - \frac{1}{12} \sin \psi \right| 9 \cos(\theta + \psi) - 9 \cos(\theta - \psi) \right. \\
& \left. - \cos 3(\theta + \psi) + \cos 3(\theta - \psi) - \frac{1}{4} \cos \theta \left| 4\theta - \sin 2(\theta + \psi) - \sin^2(\theta - \psi) \right| \right\} \\
& (6.13)
\end{aligned}$$

Önceki durumdaki gibi, N_C için ifade iki değişken içerir. Bunlar r/B ve θ dir. Diğer parametrelerse c_v/c_h , ve ψ λ_B/c_h dir. θ ve r/B nin değerleri verilen herhangi c_v/c_h , ψ ve λ_B/c_h için min. N_C yi verir.

Bu min. değer in elde edilmesi daha önceki 6.13'den N_C nin elde edilmesi gibidir. Ortalama taşıma kapasitesi basıncı bu aşamadan sonra $q_0 = c_v \cdot N_C$ den elde edilir.⁽⁵⁾

Sayısal Sonuçlar

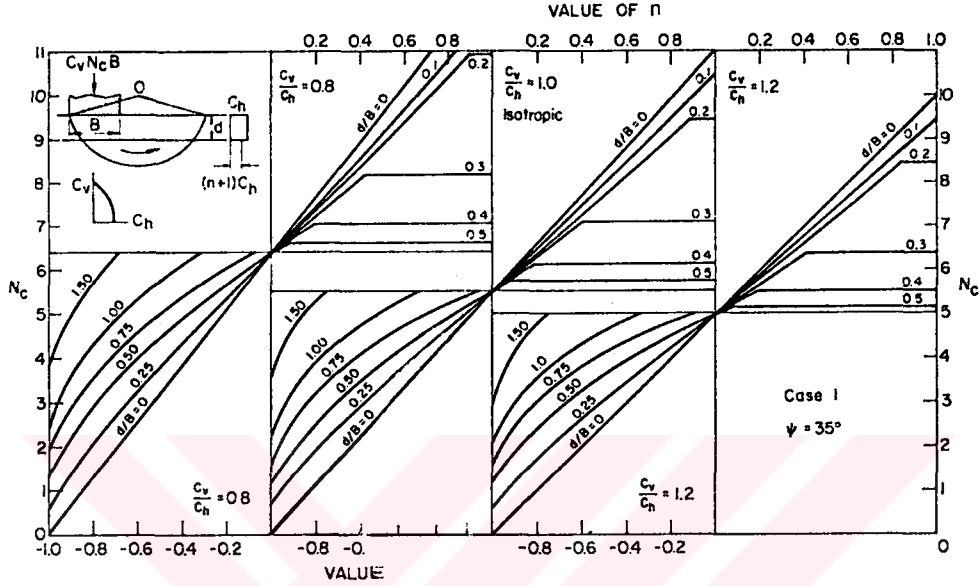
İndirgenme sayısal bilgisayar için programlanabilir. N_C nin elde edilmiş opt. değeri yukarıda gösterilmiştir.

Durum 2 için sonuçlar sadece tek bir kil tabakası üzerinde duran temel problemi, tüm gösterilen sonuçlar $\psi = 35^\circ$ değerine oturtulmuştur. Bu değer Lo'nun 1965 teki deneyleriyle bulunmuş yaklaşık bir değerdir.

Durum 1- Şekil

Durum 1 den elde edilen taşıma kapasitesi faktörü N_C nin değerleri Şekil 6.4'de $c_v/c_h = 0.8, 1.0$ ve 1.2 değerleri için verilmektedir. Bu eğrilerden N_C ; n , c_v/c_h ve d/B değerleri biliniyorsa bulunabilir.

Değişik anizotropi oranı c_v/c_h 'a ait eğriler bu izotropik durumlar için eğrilerle benzerdirler. Bu eğrilerle ilgili aşağıdaki noktaların değeri yoktur.



Şek. 6.4- Durum 1 için N_c Taşıma kapasitesi faktörü

1- d/B oranı büyükse veya $d/B=0$ veya $n=0$ 'sa bu koşullar değişik homojen durumları temsil ederler.

Bu durumda N_c 'nin değeri sırasıyla $c_v/c_h=0.8, 1.0, 1.2$ için 6.4, 5.53 ve 5.0 tir.

Bütün eğriler bu uç durumla sınırlandırılmıştır. Örneğin izotropik durumu ele alalım. Bütün eğriler $N_c=5.53$ yatay doğrusuyla sınırlandırılmış bölge içinde kalmaktadır. ($N_c=5.53$ ve $n=0$).

2- n negatif alt tabaka üst tabakadan daha zayıftır. N_c nin değeri d/B nin verilen herhangi bir değeri için n 'de az olur.⁽⁵⁾

Bu durum yani azalan N_C nin değeri yatay sınır değerine ulaşana kadar devam eder ve daha sonra sabit kalır. Bu sınır noktada kayma daireleri tamamen üst tabaka içerisindedir. ve alt tabakanın dayanımındaki herhangi bir artış taşıma kapasitesini artırmaz.

n pozitifse alt tabaka, üst tabakadan daha fazla dayanıma sahiptir. d/B nin özel bir değeri için taşıma kapasitesi alt tabakanın bağıl dayanım gücü artarken yükselir. Fakat aynı zamanda kayma yüzeyinin toplam uzunluğunun küçük bir parçası daha güçlü alt tabakayı keser.

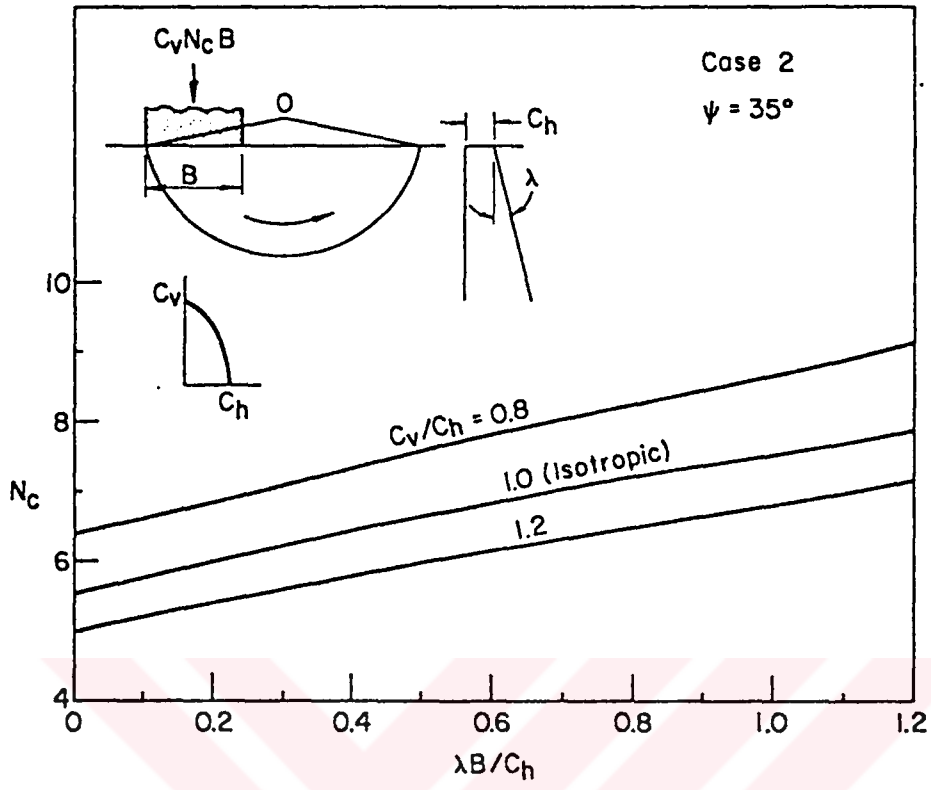
Sınırlıyıcı noktada kayma dairesi alt tabakanın üst yüzeyine eğimli bir hâle gelir. Yani açığı yapar. Bundan sonra alt tabakanın dayanımındaki herhangi bir artış kayma yüzeyinin tamamıyla üst tabakanın içinde bulunduğu bu anda, taşıma kapasitesine etki etmeyecektir.

Bu durum n 'nin belli bir değerinde eğrinin aniden doğru hale geçmesi ile gösterilir. Bu noktadan sonra N_C nin değeri d/B nin herhangi özel bir değeri için n artarken değişmeyecektir.

Durum 2- (Şekil 6.5)

Derinlikle kohezyondaki, tek tabakalı hal için doğrusal değişimde N_C taşıma faktörü $c_v/c_h=0.8, 1.0, 1.2$ değerleri için ve derinlikle kohezyonun değişiminin bir ölçütü olan λ_B/c_h 'ın çeşitli değerleri için Şekil 6.5 de gösterilmiştir.

$\lambda_B/c_h=0$ olduğunda bu durum homojenliği gösterir ve N_C nin değerleri sırasıyla $c_v/c_h; 0.8, 1.0, 1.2$ için 6.4, 5.53, 5.0 dir. N_C nin değerinin λ_B/c_h ın değeri artarken yaklaşık olarak arttığı görülmektedir.⁽⁵⁾



Şekil 6.5- Durum 2 için N_c taşıma kapasitesi faktörü

6.1.3.Özet ve Sonuçlar

Sınır analizinin üst değer tekniği burada ağırlıklı kohezif zeminlerin taşıma kapasitesi için yaklaşık çözümler geliştirmek te kullanılmıştır.

Çözümler düzgün, pürüzlü yüzeyler ve sığ,derin temeller için verilmiştir. Zemin akma kuralına uyan mükemmel bir plastik ortam olarak kabul edilmiştir.

Düzgün yüzeyli pabuçlar için sınır analiz çözümleri kayma çizgisi çözümleriyle karşılaştırılmalı olarak gösterilmiştir. Meyerhof'un çözümleri ve sınır analiz çözümleri pürüzlü, sığ ve derin temeller için birbirlerine oldukça uygun çözümler vermişlerdir.

Sınır analizinin üst değer tekniğinin G'nin o'dan 5'e ve λ açısının 0'dan 40° ye kadar olan değerleri için oldukça doğru olarak taşıma kapasitesi verdiği gösterilmiştir. Aynı zamanda zemin iç sürtünmeli ve kohezyonlu düşünülmüştür.

En azından sonuçların mevcut sınır değer çözümlerle uyumlu olduğu söylenebilir.

Sınır analizi yönteminin uyarlanması için en teşvik edici durum, onun rasyonel temellerin bu yöntemi daha kompleks taşıma kapasitesi problemlerine uyarlayabilir olmasıdır.

Örneğin burada gösterildiği gibi sınır analiz yöntemi tabakalı zeminlerin çözümlerine kolaylıkla uyarlanabilir. Daha önemlisi bu yöntem alt ve üst tabakalı üç boyutlu taşıma problemlerinde de kullanılabilir.

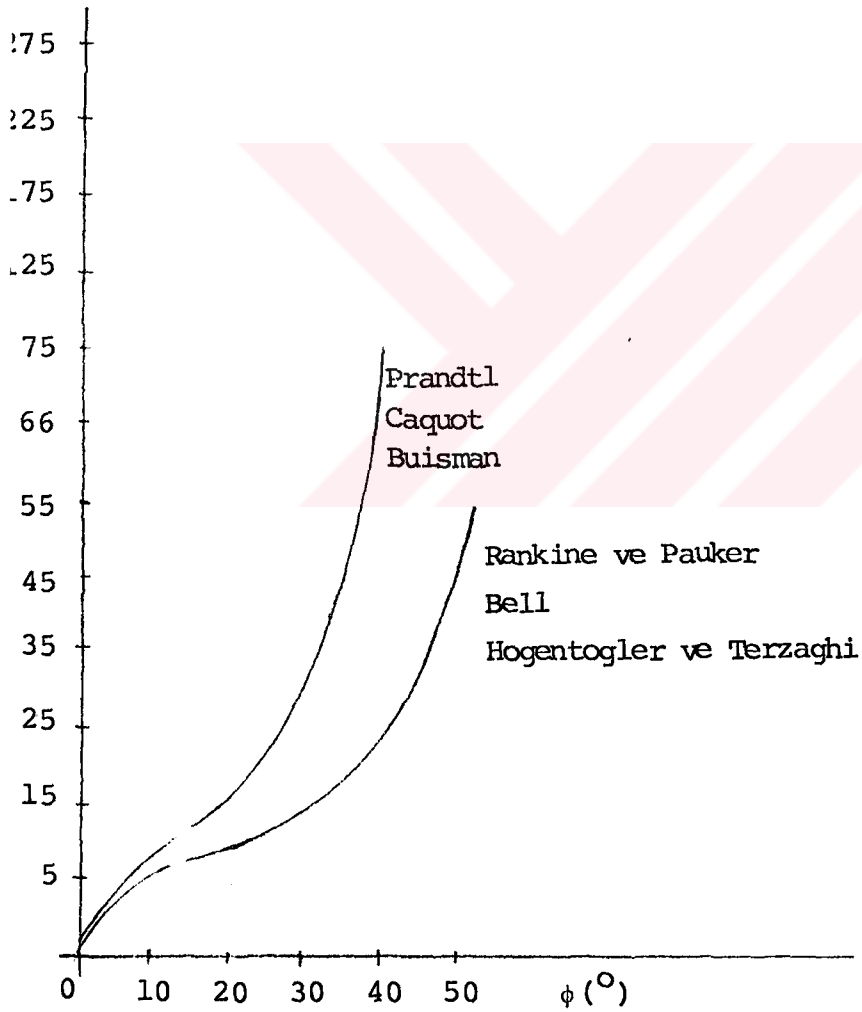
Burada plastisite denklemlerinin tam çözümleri tamamdır fakat bu çözümler çok basit durumlar içindir. Sınır analiz yönteminin bazı üç boyutlu taş. kap.problemlerine uygulanması daha geniş olarak ele alınabilir.

Tablo 7.1- Çeşitli Taşıma gücü değerlerinin iç sürtünme açısı (ϕ) ile değişimi

Araştırmacı	σ_u	$\phi=10^\circ$	$\phi=20^\circ$	$\phi=30^\circ$	$\phi=40^\circ$	$\phi=50^\circ$
Rankine ve Pauker	$\gamma \cdot z \cdot \text{tg}^4(45+\phi/2) + c \cdot \cot \phi \cdot \text{tg}^4(45+\phi/2) - 1$	643,62	720,14	1102,05	2020,10	4440,74
Bell A.L	$\gamma \cdot z \cdot \text{tg}^4(45+\phi/2) + 2c \cdot \text{tg}^3(45+\phi/2) + \text{tg}(45+\phi/2) \cdot$	361,06	583,86	1016,82	1962,09	4400,06
Prandtl	$c \cdot \cot \phi \cdot \text{tg}^2(45+\phi/2) e^{\pi \text{tg} \phi} - 1$	417,25	877,96	1506,94	3766,43	13342,50
Cagnot	$\gamma \cdot z \cdot \text{tg}^2(45+\phi/2) e^{\pi \text{tg} \phi} + c \cdot \cot \phi \cdot \text{tg}^2(45+\phi/2) e^{\pi \text{tg} \phi} - 1$	789,75	1109,33	2169,38	5862,97	24870, 52
Ritter M.	$\frac{1}{2} \gamma \cdot b \cdot \text{tg}^5(45+\phi/2) - \text{tg}(45+\phi/2) \cdot + (\gamma z \cdot \text{tg}) \text{tg}^4(45+\phi/2) $					
Hogentogler ve Terzaghi	$\frac{1}{2} \gamma \cdot b \cdot \frac{1 - \text{tg}^4(45-\phi/2)}{\text{tg}^5(45-\phi/2)} + \frac{q}{\text{tg}^4(45-\phi/2)} + \frac{2c}{\text{tg}(45-\phi/2) \sin^2(45+\phi/2)}$					

Tablo 7.2- N_c Taşıma kapasitesi faktörünün, iç sürtünme açısı (ϕ) ile değişimi

Araştırmacı	N_c	$\phi (^{\circ})$				
		10	20	30	40	50
Rankine ve Pauker	$\cot\phi \text{tg}^4(45+\phi/2) - 1 $	5,769	8,681	13,856	24,019	46,969
Bell	$2 \cdot \text{tg}^3(45+\phi/2) + \text{tg}(45+\phi/2) $	5,769	8,682	13,856	24,014	46,974
Prandtl	$\cot\phi \text{tg}^2(45+\phi/2) e^{\pi \text{tg}\phi} - 1 $	8,345	14,832	30,139	75,329	266,850
Caquot	$\cot\phi \text{tg}^2(45+\phi/2) e^{\pi \text{tg}\phi} - 1 $	8,345	14,832	30,139	75,329	266,850
Buisman	$\frac{ \text{tg}^2(45+\phi/2) \cdot e^{\pi \text{tg}\phi} - 1 }{\text{tg}\phi}$	8,345	14,835	30,140	75,313	266,882
Hogentogler and Terzaghi	$\frac{2}{\text{tg}(45-\phi/2) \sin^2(45-\phi/2)}$	5,769	8,682	13,856	24,014	46,974



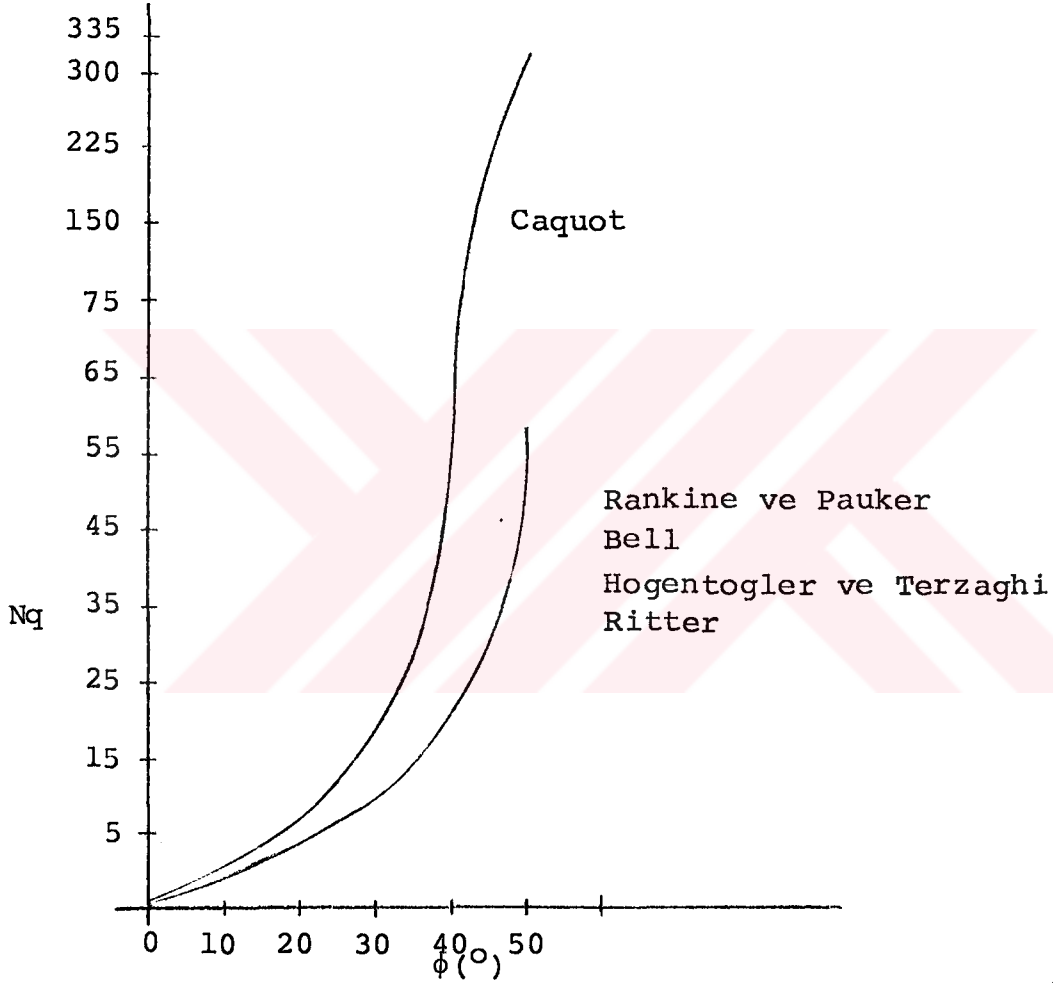
Şekil 7.1- N_c ile iç sürtünme açısı (ϕ)'nin değişiminin grafikteki gösterilmesi
(Tablo 7.2'den faydalanılmıştır).

Tablo 7.3- N_q Taşıma kapasitesi faktörünün, iç sürtünme açısı ϕ ile değişimi

Araştırmacı	N_q	$\phi (^{\circ})$				
		10	20	30	40	50
Rankine ve Pauker	$tg^4(45+\phi/2)$	2,017	4,160	9,000	21,150	56,982
Bell	$tg^4(45+\phi/2)$	2,017	4,160	9,000	21,150	56,982
Cauchot	$tg^2(45+\phi/2) \cdot e^{\pi tg\phi}$	2,471	6,399	18,401	64,195	319,057
Hogentogler ve Terzaghi	$\frac{1}{tg^4(45-\phi/2)}$	2,017	4,160	9,000	21,150	56,982
Ritter	$tg^4(45+\phi/2)$	2,017	4,160	9,000	21,150	56,982

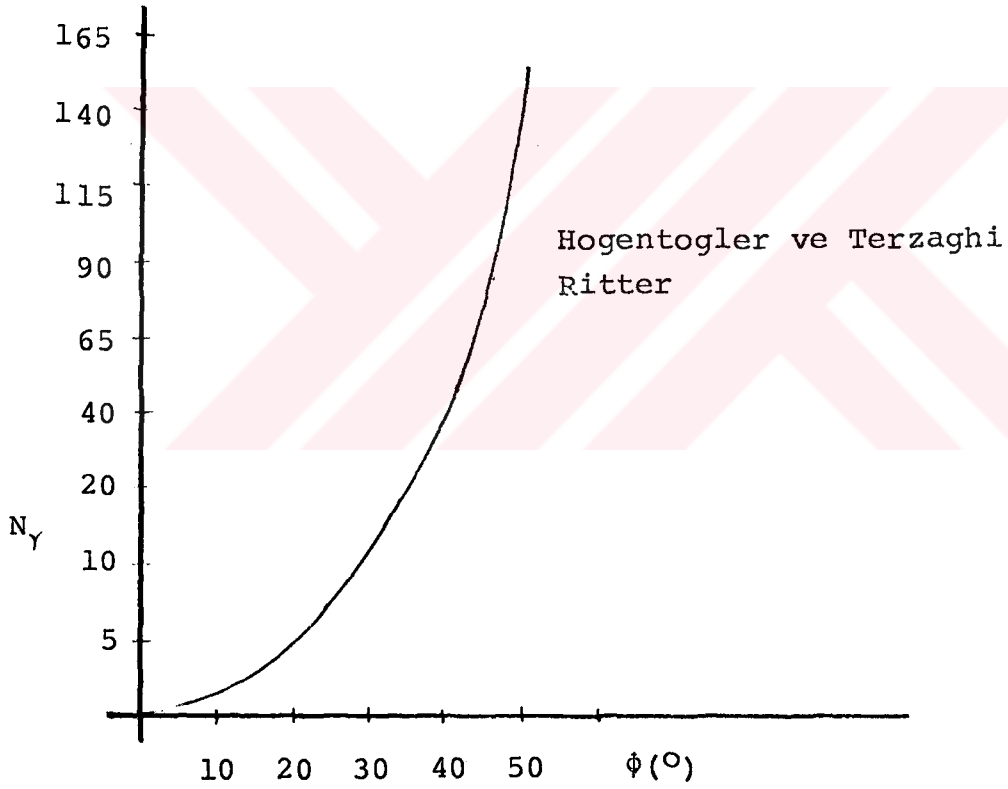
Tablo 7.4- N_γ Taşıma kapasitesi faktörünün, iç sürtünme ϕ açısı ile değişimi

Araştırmacı	N_γ	$\phi (^{\circ})$				
		10	20	30	40	50
Hogentogler ve Terzaghi	$\frac{1-tg^4(45-\phi/2)}{tg^5(45-\phi/2)}$	1,212	4,513	13,856	43,212	153,809
Ritter	$ tg^5(45+\phi/2) - tg(45+\phi/2) $	1,212	4,513	13,856	43,212	153,809



Şekil 7.2- N_q taşıma kapasitesi faktörünün ϕ ile değişiminin grafikte gösterilmesi .

(Tablo 7.3 den faydalanılmıştır).



Şekil 7.3- N_Y taşıma kapasitesi faktörünün ϕ ile değişimi.

(Tablo 7.4 den faydalanılmıştır).

Tablo 7.11- Taşıma kapasitesi formülleri ve Düşünceler

Araştırmacı	N_c	N_q	N_γ	Düşünceler
Rankine ve Pauker	$\cot\phi \text{tg}^4(45+\phi/2) - 1 $	$\text{tg}^4(45+\phi/2)$		Kum gibi kohezyonsuz kuru ve gevşek bir zemine oturan, z derinliğindeki, stabilitenin sürtünme ile sağlandığı temeller için geçerlidir. Kohezyonlu zeminlere de tatbik edilir. $B=0$.
Bell A.L	$2 \text{tg}^3(45+\phi/2) + \text{tg}(45+\phi/2) $	$\text{tg}^4(45+\phi/2)$		Kohezyonlu zeminlerde daha geçerlidir. Klasik toprak basıncı teorisine dayanır. Temel genişliğinden bağımsızdır.
Prandtl	$\cot\phi \text{tg}^2(45+\phi/2) \cdot e^{\pi \text{tg}\phi} - 1 $			Kırılma yüzeylerinin bir kısmı eğridir. Zemin ağırlıksızdır. Zemin yüzüne oturan temeller için, sürtünmeli ve kohezyonlu zeminlerde taşıma gücü verilmiştir.
Cöquot	$\cot\phi \text{tg}^2(45+\phi/2) e^{\pi \text{tg}\phi} - 1$	$\text{tg}^2(45+\phi/2) e^{\pi \text{tg}\phi}$		Zemin üst yüzünde ilave yük bulunan ve sürtünme ile kohezyon mevcut olduğu zeminlerde geçerlidir.
Fröhlich	$\frac{ \pi/\cot\phi - (\pi/2 - \phi) - 1}{\text{tg}\phi}$	$\frac{\pi}{\cot\phi - (\pi/2\phi)}$		Kohezyonlu zeminlerde, temel genişliğini ihmal ederek, zeminin tabii birim hacim ağırlığı, kohezyonu, içsel sürtünme açısı ve temel derinliğine bağlı olarak taşıma gücü verilmiştir.
Buisman	$\frac{ \text{tg}^2(45+\phi/2) \cdot e^{\pi \text{tg}\phi} - 1 }{\text{tg}\phi}$		$V_y(\phi)$	Kohezyonlu zeminlerde temel genişliğinin etkisini de kabul ederek taşıma gücü gerçeğe yakın değerler vermiştir.
Hogentogler ve Terzaghi	$\frac{2}{\text{tg}(45-\phi/2) \sin^2(45-\phi/2)}$	$\frac{1}{\text{tg}^4(45-\phi/2)}$	$\frac{1 - \text{tg}^4(45-\phi/2)}{\text{tg}^5(45-\phi/2)}$	Burada temel altındaki kayma yüzeyleri doğru kabul edilmiştir. Bu sistemde temel ile zemin arasında sürtünme yoktur. Aynı zamanda kayma yüzeyinin bir kısmında sürtünme ve kohezyon ihmal edilmiştir. Hogentogler ve Terzaghi taşıma gücü formülü zeminin γ 'nın, c 'nin, ϕ ve B 'nin fonksiyonudur.
Krey H.O		$K_p + \frac{1}{2} L/A \cdot \text{tg}\phi m \cdot K_a$		Kum, kumlu çakıl veya çakıllı zeminlerde derin temellerin veya kazıklı temellerin taşıma gücünde gerçeğe yakın değerler verir.
Ritter		$\text{tg}^4(45+\phi/2)$	$ \text{tg}^5(45+\phi/2) - \text{tg}(45+\phi/2) $	Yüklenmiş bir temel altındaki limit denge durumundan ve göçme sonunda oluşan kayma yüzeyleri üstündeki sürtünme kuvvetlerinden hareket ederek taşıma gücünü kohezyonsuz zeminler için verir. Zemin üst yüzünde ilave yük ve temel genişliği gözönüne alınmıştır.
Schwedler		B	A	Kohezyonsuz zeminde temel altındaki zemin kütesinin hareketi logaritmik bir spiral şeklindedir. ϕ nin küçük değerleri için çok küçük taşıma gücü değerleri elde edilir, ϕ değerinin artması ile taşıma gücü gerçek değerlere uymayan mertebelerde artar.
Fellenius	5,53			Kohezyonlu zeminlerde, temel altındaki göçme temelin bir tarafında, silindirik bir şekilde meydana gelir. Zemin homojen değildir. Prandtl ve Terzaghi'nin aynı şartlarda elde edilen değerlerine oldukça yakındır.

Tablo 7.11 'in devamı

Araştırmacı	N_c	N_q	N_γ	Düşünceler
Terzaghi K.	$\cot\phi \cdot \frac{e^{(2/3\pi-\phi)\tan\phi}}{2\cos^2(45+\phi/2)} - 1$	$\frac{e^{(2/3\pi-\phi)\tan\phi}}{2\cos^2(45+\phi/2)}$	$\tan\phi \cdot \frac{K_0}{\cos^2\phi}$	Temelin kırılma yükü ifadesi temel altındaki zemin kamasının ağırlığı, ikincisi kayma yüzeyleri boyunca kohezyon kuvvetleri, üçüncüsü yatay yöndeki toprak itkisi toplamıdır. Zemin yüzünden belli bir derinlikteki pürüzlü tabana oturan şerit bir temel için gerçeğe yakın değerler verir.
Bella A.	$(\tan\phi + PF_6)$	$(1+PF_5)$	$(PF_4+F_5\tan\phi) \cdot P$	Temel altındaki kayma yüzeyleri silindirik ve düzlem olarak kabul edilmiş ve taşıma gücü yatay-düşey denge şartları ile moment şartının sağlanması ile elde edilmiştir.
Browicka H.			$(\lambda_p + \lambda_t \cdot P_k + \bar{\lambda}_t)$	Kohezyonsuz zeminlerde, temel altında hareket eden kütle üç bölgedir. Temel genişliğine bağlı olarak elde edilir. Sürtünme ve derinlikte gözönüne alınmıştır.

Tablo 7.5- Nc Taşıma kapasitesi faktörü için formülisel karşılaştırma

	Rankine ve Pauker	Bell A.L	Prandtl	Caquot	Buisman	Hogentogler ve Terzaghi	Fellenius
Rankine ve Pauker		$\frac{\cot\phi \operatorname{tg}^4(45+\phi/2) - 1 }{2 \operatorname{tg}^3(45+\phi/2) - \operatorname{tg}(45+\phi/2) }$	$\frac{\operatorname{tg}^4(45+\phi/2) - 1}{\operatorname{tg}^2(45+\phi/2) e^{\pi \operatorname{tg}\phi} - 1}$	$\frac{\operatorname{tg}^4(45+\phi/2) - 1}{\operatorname{tg}^2(45+\phi/2) \cdot e^{\pi \operatorname{tg}\phi} - 1}$	$\frac{\cot\phi \operatorname{tg}^4(45+\phi/2) - 1 }{2} - \operatorname{tg}(45-\phi/2) \sin^2(45-\phi/2)$	$\frac{2 \cot\phi \operatorname{tg}^4(45+\phi/2) - 1 }{\operatorname{tg}(45-\phi/2) \cdot \sin^2(45-\phi/2)}$	$\frac{\cot\phi \operatorname{tg}^4(45+\phi/2) - 1 }{5,53}$
Bell A.L	$\frac{2 \operatorname{tg}^3(45+\phi/2) + \operatorname{tg}(45+\phi/2) }{\cot\phi \operatorname{tg}^4(45+\phi/2) - 1 }$		$\frac{2 \operatorname{tg}^3(45+\phi/2) - \operatorname{tg}(45+\phi/2) }{\cot\phi \operatorname{tg}^2(45+\phi/2) e^{\pi \operatorname{tg}\phi} - 1 }$	$\frac{2 \operatorname{tg}^3(45+\phi/2) - \operatorname{tg}(45+\phi/2) }{\cot\phi \operatorname{tg}^2(45+\phi/2) e^{\pi \operatorname{tg}\phi} - 1 }$	$\frac{2 \cdot \operatorname{tg}^3(45+\phi/2) - \operatorname{tg}(45+\phi/2) }{\operatorname{tg}^2(45-\phi/2) \cdot e^{\pi \operatorname{tg}\phi} - 1} - \operatorname{tg}\phi$	$\frac{2 \cdot \operatorname{tg}^3(45+\phi/2) - \operatorname{tg}(45+\phi/2) }{2} - \operatorname{tg}(45-\phi/2) \sin^2(45-\phi/2)$	$\frac{2 \cdot \operatorname{tg}^3(45+\phi/2) - \operatorname{tg}(45+\phi/2)}{5,53}$
Prandtl	$\frac{ \operatorname{tg}^2(45+\phi/2) \cdot e^{\pi \operatorname{tg}\phi} - 1 }{ \operatorname{tg}^4(45+\phi/2) - 1 }$	$\frac{\cot\phi \operatorname{tg}^2(45+\phi/2) e^{\pi \operatorname{tg}\phi} - 1 }{2 \operatorname{tg}^3(45+\phi/2) - \operatorname{tg}(45+\phi/2) }$		$\frac{ \operatorname{tg}^2(45+\phi/2) \cdot e^{\pi \operatorname{tg}\phi} - 1 }{ \operatorname{tg}^2(45-\phi/2) \cdot e^{\pi \operatorname{tg}\phi} - 1 }$	$\cot\phi \cdot \operatorname{tg}\phi$	$\frac{\cot\phi \operatorname{tg}^2(45+\phi/2) \cdot e^{\pi \operatorname{tg}\phi} - 1 }{2} - \operatorname{tg}(45-\phi/2) \cdot \sin^2(45-\phi/2)$	$\frac{\cot\phi \operatorname{tg}^2(45+\phi/2) \cdot e^{\pi \operatorname{tg}\phi} - 1 }{5,53}$
Caquot	$\frac{ \operatorname{tg}^2(45+\phi/2) \cdot e^{\pi \operatorname{tg}\phi} - 1 }{ \operatorname{tg}^4(45+\phi/2) - 1 }$	$\frac{\cot\phi \operatorname{tg}^2(45+\phi/2) e^{\pi \operatorname{tg}\phi} - 1 }{2 \operatorname{tg}^3(45+\phi/2) - \operatorname{tg}(45+\phi/2) }$	$\frac{\cot\phi \operatorname{tg}^2(45+\phi/2) \cdot e^{\pi \operatorname{tg}\phi} - 1 }{\cot\phi \operatorname{tg}^2(45+\phi/2) \cdot e^{\pi \operatorname{tg}\phi} - 1 }$		$\cot\phi \cdot \operatorname{tg}\phi$	$\frac{\cot\phi \operatorname{tg}^2(45+\phi/2) \cdot e^{\pi \operatorname{tg}\phi} - 1 }{2} - \operatorname{tg}(45-\phi/2) \cdot \sin^2(45-\phi/2)$	$\frac{\cot\phi \operatorname{tg}^2(45+\phi/2) \cdot e^{\pi \operatorname{tg}\phi} - 1 }{5,53}$
Buisman	$\frac{ \operatorname{tg}^2(45+\phi/2) \cdot e^{\pi \operatorname{tg}\phi} - 1 }{\operatorname{tg}\phi \cdot \cot\phi \operatorname{tg}^4(45+\phi/2) }$	$\frac{ \operatorname{tg}^2(45+\phi/2) \cdot e^{\pi \operatorname{tg}\phi} - 1 }{2 \cdot \operatorname{tg}\phi \operatorname{tg}^3(45+\phi/2) + \operatorname{tg}(45-\phi/2) }$	$\frac{1}{\operatorname{tg}\phi \cdot \cot\phi}$	$\frac{1}{\operatorname{tg}\phi \cdot \cot\phi}$		$\frac{ \operatorname{tg}^2(45+\phi/2) \cdot e^{\pi \operatorname{tg}\phi} - 1 }{\operatorname{tg}\phi} - \operatorname{tg}(45-\phi/2) \cdot \sin^2(45-\phi/2)$	$\frac{ \operatorname{tg}^2(45+\phi/2) \cdot e^{\pi \operatorname{tg}\phi} - 1 }{5,53 \cdot \operatorname{tg}\phi}$

Tablo 7.6- N_q Taşıma kapasitesi faktörü için formülisel karşılaştırma

	Rankine ve Pauker	Bell A.L.	Caquot	Hogentogler ve Terzaghi	Ritter	Terzaghi	Fröhlich
Rankine ve Pauker		$\frac{tg^4(45+\phi/2)}{tg^4(45+\phi/2)}$	$\frac{tg^2(45+\phi/2)}{e^{\pi tg\phi}}$	$\frac{tg^4(45+\phi/2)}{1/tg^4(45-\phi/2)}$	$\frac{tg^4(45+\phi/2)}{tg^4(45+\phi/2)}$	$\frac{tg^4(45+\phi/2)}{e^{(2/3\pi-\phi)tg\phi}} \cdot 2(\cos^2(45+\phi/2))$	$\frac{tg^4(45+\phi/2)}{\pi/\cot\phi-(\pi/2-\phi)}$
Bell A.L.	$\frac{tg^4(45+\phi/2)}{tg^4(45+\phi/2)}$		$\frac{tg^2(45+\phi/2)}{e^{\pi tg\phi}}$	$\frac{tg^4(45+\phi/2)}{1/tg^4(45+\phi/2)}$	$\frac{tg^4(45+\phi/2)}{tg^4(45+\phi/2)}$	$\frac{tg^4(45+\phi/2)}{e^{(2/3\pi-\phi)tg\phi}} \cdot 2\cos^2(45+\phi/2)$	$\frac{tg^4(45+\phi/2)}{\pi/\cot\phi-(\pi/2-\phi)}$
Caquot	$\frac{e^{\pi tg\phi}}{tg^2(45+\phi/2)}$	$\frac{e^{\pi tg\phi}}{tg^2(45+\phi/2)}$		$\frac{tg^2(45+\phi/2) \cdot e^{\pi tg\phi}}{1} \cdot tg^4(45-\phi/2)$	$\frac{e^{\pi tg\phi}}{tg^2(45+\phi/2)}$	$\frac{tg^2(45+\phi/2) \cdot e^{\pi tg\phi}}{e^{(2/3\pi-\phi)tg\phi}} \cdot 2\cos^2(45+\phi/2)$	$\frac{tg^2(45+\phi/2) \cdot e^{\pi tg\phi}}{\pi/\cot\phi-(\pi/2-\phi)}$
Hogentogler ve Terzaghi	$\frac{1}{tg^4(45-\phi/2)} \cdot tg^4(45+\phi/2)$	$\frac{1}{tg^4(45-\phi/2)} \cdot tg^4(45+\phi/2)$	$\frac{1}{tg^4(45-\phi/2)} \cdot tg^2(45+\phi/2) \cdot e^{\pi tg\phi}$		$\frac{1}{tg^4(45-\phi/2)} \cdot tg^4(45+\phi/2)$	$\frac{1}{tg^4(45-\phi/2)} \cdot \frac{e^{(2/3\pi-\phi)tg\phi}}{2\cos^2(45+\phi/2)}$	$\frac{1}{tg^4(45-\phi/2)} \cdot \frac{\pi}{\cot\phi-(\pi/2-\phi)}$
Ritter	$\frac{tg^4(45+\phi/2)}{tg^4(45+\phi/2)}$	$\frac{tg^4(45+\phi/2)}{tg^4(45+\phi/2)}$	$\frac{tg^2(45+\phi/2)}{e^{\pi tg\phi}}$	$\frac{tg^4(45+\phi/2)}{1/tg^4(45-\phi/2)}$		$\frac{tg^4(45+\phi/2)}{e^{(2/3\pi-\phi)tg\phi}} \cdot 2\cos^2(45+\phi/2)$	$\frac{tg^4(45+\phi/2)}{\pi/\cot\phi-(\pi/2-\phi)}$

Tablo 7.7- Nc için sayısal karşılaştırma

	Rankine ve Pauker	Bell A.L	Prandtl	Caquot	Buisman	Hogentogler ve Terzaghi	Fellenius
Rankine ve Pauker		1,000	0,725	0,725	1,000		1,570
Bell A.L.	1,002		0,585	0,585	0,585	1,000	1,570
Prandtl	1,709	1,709		1,000	1,000	1,708	2,682
Caquot							
Buisman							
Hogentogler ve Terzaghi							
Fellenius							

Tablo 7.8- Nq için sayısal karşılaştırma

	Rankine ve Pauker	Bell A.L	Caquot	Hogontogler ve Terzaghi	Ritter M.	Schwedler	Terzaghi
Rankine ve Pauker		1,000	1,783	1,000	1,000	1,387	
Bell A.L	1,000		1,783	1,000	1,000	1,387	
Caquot	1,538	1,538		1,538	1,538	2,133	-0,646
Hogontogler ve Terzaghi							
Ritter M.							
Schwedler							
Terzaghi							

Taşıma 7.9- N_γ Taşıma kapasitesi faktörü için formülisel karşılaştırma

	Hogentogler ve Terzaghi	Ritter M.	Terzaghi K.	Balla	Buisman
Hogentogler ve Terzaghi		$\frac{1-tg^4(45-\phi/2)}{tg^5(45-\phi/2)}$ $ tg^5(45+\phi/2)-tg(45+\phi/2) $	$\frac{1-tg^4(45-\phi/2)}{tg^5(45-\phi/2)}$ $tg\phi \frac{kp}{\cos 2\phi}-1 $	$\frac{1-tg^4(45-\phi/2)}{tg^5(45-\phi/2)}$ $(PF_4+PF_5tg\phi)P$	$\frac{1-tg^4(45-\phi/2)}{tg^5(45-\phi/2)}$ $\frac{Vy(\phi)}{}$
Ritter	$ tg^5(45+\phi/2)-tg(45+\phi/2) $ $\frac{1-tg^4(45-\phi/2)}{tg^5(45-\phi/2)}$		$ tg^5(45+\phi/2)-tg(45+\phi/2) $ $tg\phi \frac{kp}{\cos 2\phi}-1 $	$ tg^5(45+\phi/2)-tg(45+\phi/2) $ $(PF_4+PF_5tg\phi)P$	$ tg^5(45+\phi/2)-tg(45+\phi/2) $ $Vy(\phi)$

Tablo 7.10- N_γ için sayısal karşılaştırma

	Hogentogler ve Terzaghi	Ritter	Terzaghi	Balla	Buisman
Hegontog. ve Ritter		1,000			
Ritter	1,000				

BÖLÜM 8

8.1. Eksenel Olmayan (Eksantrik) Yük Alan Temeller

Eksantrik yük temelin ağırlık merkeziyle çakışmayan düşey, eğimli yükler veya eksenel yüklerle birlikte moment uygulanmasıyla oluşur.

Taşıma gücü hesaplarında bunları e eksantrikliğinde hayali bir düşey yük olarak alma olanağı vardır.

Yapısal açıdan, taban basıncının doğrusal değişim gösterdiği ve yükün temel çekirdeği içinde bulunduğu varsayımıyla

$$q = \frac{Q}{A} \pm \frac{M_x}{I_y} x \pm \frac{M_y}{I_x} y \quad (8.1)$$

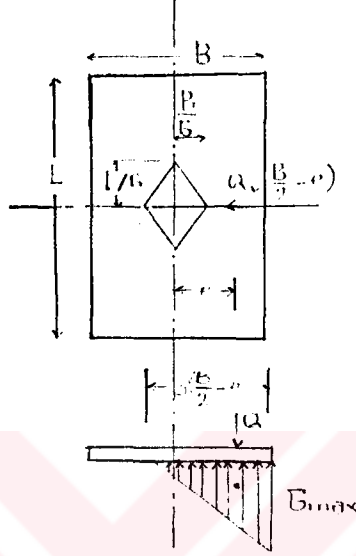
formülü yeterlidir. Burada I gösterilen eksene göre atalet momentini, x ve y taban basıncı q'nun bulunmak istediği noktanın koordinatlarını göstermektedir.

Bu formül temelin x ve y eksenleri çevresinde simetrik olması veya temelin bir eksen boyunca simetrik olup diğer yönde yükün eksantrikliğinin sıfır olması durumunda geçerlidir. Aynı formül dikdörtgen temel için ($A=B \times L$)

$$q = \frac{Q}{A} \left(1 \pm \frac{6e_L}{L} \pm \frac{6e_B}{B} \right) \quad (8.2)$$

olarak basitleşir. Eksantriklik belirli limiti aşınca formüller negatif taban basıncı verir. Temellerin zeminle temasının kalmaması gibi çözümde öngörülmemiş bir durum doğacağından bu formüllerin kullanılmaması gerekir. Şekil 8.1 de bu gibi özel durumlarda dikdörtgen ve dairesel temeller için çözümler verilmiştir.

Temelin taşıma gücünün hesaplanmasında faydalı genişlik kavramı getirilmiştir. Buna göre yükü aksenal kılan alan hesaba katılmakta temelin diğer bölümü yok sayılmaktadır.

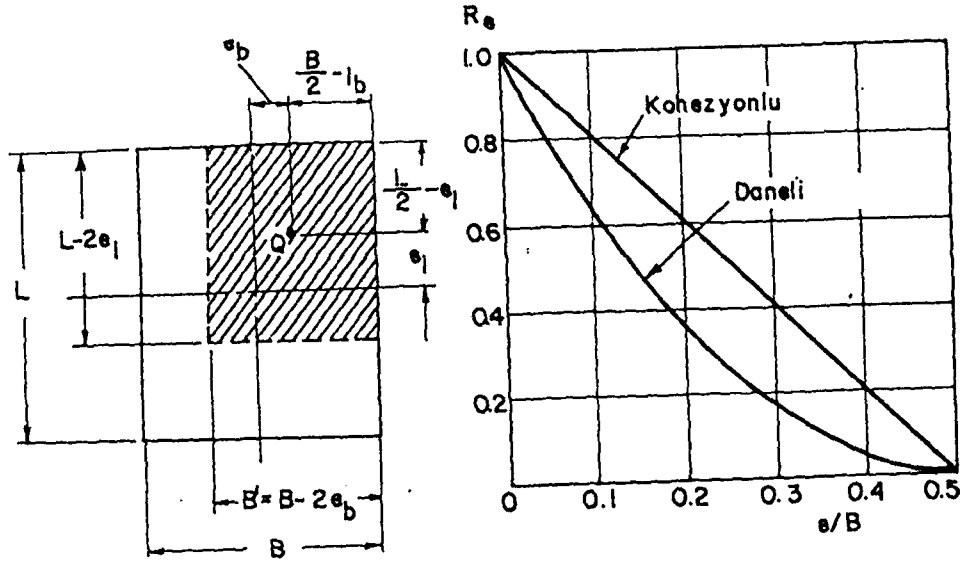


Şekil 8.1. Üniform Temelerde Eksantrikliğin Etkisi

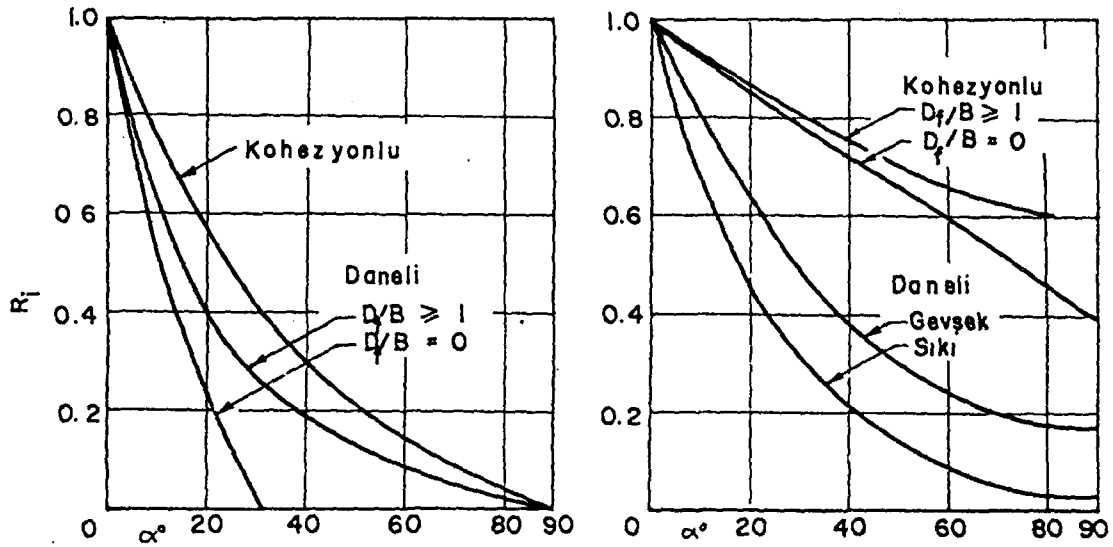
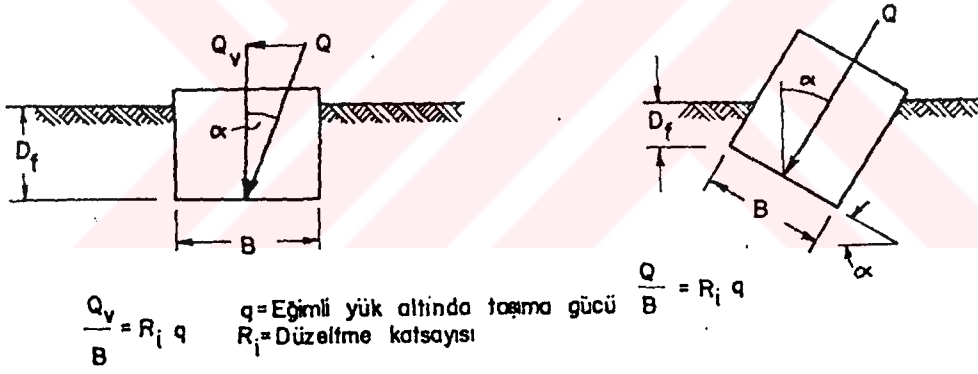
Şekil 8.2'den görüldüğü gibi eşdeğer alan $(B-2e_B)(L-2e_L)$ olarak ve taşıma gücü temelin taranmış alanda merkezi yük taşıyan bir parçasına göre hesaplanacaktır. Buradan taşıma gücünün eksantriklikle doğru orantılı olarak azaldığı sonucu çıkarılabilirse de kohezyonsuz zeminde azalmanın parabolik olduğu bulunmuştur (Şekil 8.2b).

Hesapta, temelin taşıma gücü tüm alana göre bulunduktan sonra Şekil 8.2 b den bulunacak R_e düzeltme faktörüyle azaltılarak gerçek değer alınacaktır. Eğik yük alan temeller de diğer bir özel durumu oluştururlar. Bu durumda Q yükü yatay ve düşey bileşenlerine ayrılarak taşıma gücü Şekil 8.3 te verilen taşıma gücü faktörlerini kullanarak şöyle yazılır⁽³⁾

$$\frac{Q + N_h Q_h}{A} = c N_c + \gamma D_f N_q + 0.5 \gamma B N_\gamma \quad (8.3)$$



Şekil 8.2. Faydalı Genişlik Kavramı



Şekil 8.3. Eğimli Yük için Taşıma Gücü Katsayıları

8.2. Zeminlerde Gerilme Yayılışı

Zeminlerde daima kendi ağırlıkları altında bulunurlar. Zeminlere herhangi bir dış yük etkidiği zaman zemin içindeki gerilmelerde, yükün etkidiği alanın altında fazla olmak üzere, değişmeler meydana gelir. Bu değişmelerin şiddetinin ve gidişinin bilinmesi temellerin projelendirilmesi bakımından gereklidir. Zemin içinde sıkışabilir tabakalarda meydana gelen gerilme artışları çok defa yapı ağırlığının sebep olduğu temel taban basınçlarından doğar.

Temel taban basınçlarından, zemin içinde doğan basınçların hesabında zemin yarı sonsuz, homojen (noktadan noktaya özellikler aynı), izotrop (bir noktadan geçen bütün doğrultularda özellikler aynı) ve elastik varsayımı yapılır, Hooke kanunu geçerlidir.

Yüklü sınırlı alanlara ait formüller, Boussinesq tarafından verilen nokta kuvvet formülünün integrasyonu ile elde olunmuşlardır.

Nokta kuvvet için Boussinesq formülü, polar koordinat sisteminde, düşey gerilme,

$$P_z = \frac{3P_z^3}{2\pi R^5} = \frac{3P}{2\pi Z^2} \cos^5 \psi = \frac{P}{Z^2} \frac{3}{2\pi} \left| \frac{1}{1+(r/z)^2} \right|^{5/2} = K \cdot \frac{P}{Z^2} \quad (8.4)$$

Yatay radyal gerilme

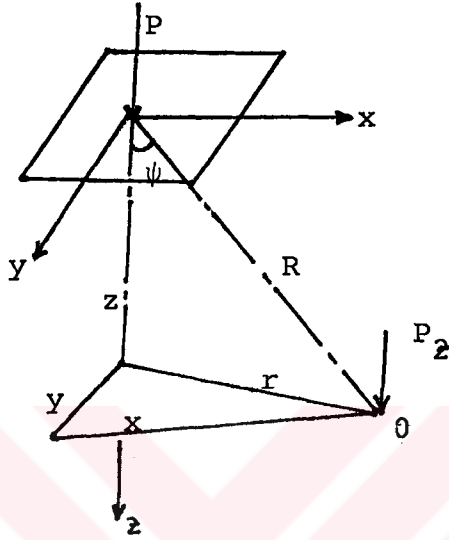
$$\sigma_r = \frac{P}{2\pi} \cdot \left| \frac{3Z_r^2}{R^5} - \frac{1-2\mu}{R \cdot (R+Z)} \right| \quad (8.5)$$

Yatay teğetsel gerilme,

$$\sigma_\theta = \frac{P}{2\pi} (1-2\mu) \left| \frac{1}{R \cdot (R+Z)} - \frac{Z}{R^3} \right| \quad (8.6)$$

Kayma gerilmesi,

$$\sigma_{rz} = \frac{3P}{2\pi z^2} \cos^4 \psi \sin \psi = \frac{3Prz^2}{2\pi R^5} = k \cdot \frac{r}{z^2} \quad (8.7)$$



Şekil 8.4. Nokta Kuvvet Koordinatları

Temellerle ilgili taşıma gücü ve oturma problemlerinde çok defa yalnız düşey gerilmelerle hesap yapıldığından verilen abak ve tablolarda bu husus gözönünde tutulmuş, yanıl toprak basınçları ile ilgilenilmemiştir. Bununla beraber bazı hallerde tayma gerilmeleri ve yatay gerilmeler de verilmiştir.

Nokta kuvvet için verilen Boussinesq denklemleri ile bundan istifade ile elde olunan formüller, yapı temelleri taban basınçlarından zemin içinde doğan gerilmeleri yani gerilme artışlarını vermektedir.

Bu bakımdan herhangi bir noktadaki toplam gerilmeyi bulmak için, zeminin kendi ağırlığından doğan gerilmelere, formüllerle bulunan gerilme artışlarını eklemek gerekir. Zeminin birim hacim ağırlığı γ ise z derinliğindeki düşey basınç, ki jeolojik basınç (P_v veya P_o ile gösterilir) olarak adlandırılır,

$$P_v = \gamma z \quad (8.8)$$

Farklı tabakalar halinde,

$$P_v = \sum_L^n \gamma_n \cdot z_n \quad (8.9)$$

Zemin yüzü yatay ise z derinliğindeki yatay düzleme etkiyen bu basınç asal gerilmedir.

Noktadan geçen bütün düşey düzlemlere zeminin kendi ağırlığından gelen basınçlar (yatay basınçlar) eşit olup, değeri,

$$P_h = K_o \cdot \gamma_z \quad \text{dir.} \quad (8.10)$$

Burada K_o sükunetteki toprak basıncı katsayısıdır.

İdeal, yanal genişlemeye müsaade edilmeyen elastik malzeme,

$$K_o = \mu \cdot (1 - \mu) \quad (8.11)$$

bağıntısı vardır. Burada μ Poisson oranıdır.

Verilen bütün formül ve diyagramlarda yüklü alanın tüm bükülebilir olduğu kabul edilmiştir.

Üniform yüklü şerit temeller halinde problem, düzlem gerilme problemi olarak çözülebilir.

Boussinesq denkleminin entegrasyonu ile bir şerit temel halinde (uzunluğu genişliğine göre çok büyük mütemadi temeller şerit temel kabul edilebilir) aşağıdaki formüller elde olunur.

Herhangi bir N noktasındaki,

Düşey gerilme,

$$P_z = \frac{q}{\pi} \left| \sin\beta \cos\beta + \beta \right|_{\beta_1}^{\beta_2} \quad (8.12)$$

Yatay gerilme,

$$P_x = \frac{q}{\pi} \left| -\sin\beta \cdot \cos\beta + \beta \right|_{\beta_1}^{\beta_2} \quad (8.13)$$

Kayma gerilmesi,

$$\tau_{xz} = \frac{q}{\pi} \left| \sin^2\beta \right|_{\beta_1}^{\beta_2} \quad (8.14)$$

Basınçlar,

$$P_x = \frac{q}{\pi} \left| (\beta_0 - \sin\beta_0 \cdot \cos(\beta_0 + 2\beta_1)) \right| \quad (8.15)$$

$$P_z = \frac{q}{\pi} \left| (\beta_0 + \sin\beta_0 \cdot \cos(\beta_0 + 2\beta_1)) \right| \quad (8.16)$$

$$P_{xz} = \frac{q}{\pi} \cdot (\sin\beta_0 \cdot \sin(\beta_0 + 2\beta_1)) \quad (8.17)$$

formülleri ile de hesaplanabilir.

Bu bağıntılar çıkarılırken E ve μ sabit kabul edilmiştir. β_1 ve β_2 değerleri işaretleri ile konulacaktır.

Eğer β_1 ve β_2 düşeyin iki tarafında ise, zıt işareti haiz olacaktır.

Asal gerilmeler ise,

$$\sigma_1 = \frac{q}{\pi} \cdot (\beta_0 + \sin\beta_0) \quad (8.18)$$

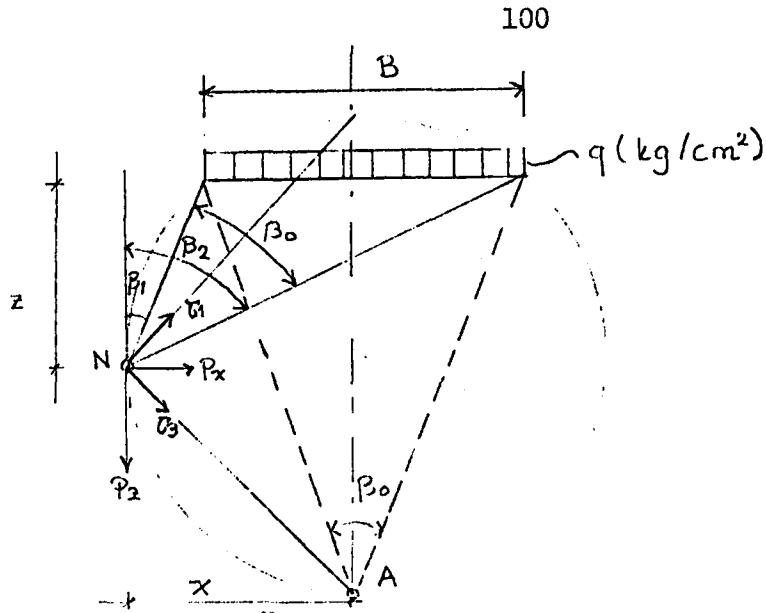
$$\sigma_3 = \frac{q}{\pi} \cdot (\beta_0 - \sin\beta_0) \quad (8.19)$$

olur.

Asal gerilmelerin doğrultuları şekilde gösterildiği gibi, N noktası ile şerit yükün iki ucundan geçen dairenin simetri eksenini kestiği noktalarla tayin olunur. Şekilden de görüleceği üzere, simetri eksenindeki herhangi bir noktada,

$$P_z = \sigma_1, P_x = \sigma_3 \quad (8.20)$$

olmaktadır.



Şekil 8.5.. Üniorm Yüklü Bükülebilir Şerit

Ayrıca herhangi bir noktadaki max.kayma gerilmes⁽²⁾,

$$\tau_{\max} = \frac{q}{\pi} \cdot \sin \beta_0 = \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_3) \quad (8.21)$$

$$\beta_0 = 90^\circ \text{ ise bu değer } \max \tau_{\max} = \frac{q}{\pi} \quad (8.22)$$

8.3. Temeller Arasındaki Mesafenin Küçük Olması Durumunda Taşıma Gücü

Komşu temellerle zemine aktarılan yüklerin zemin tabakalarında meydana getirdiği gerilme dağılışı ve bu sebeple ortaya çıkan gerilme birikimleri sonucu temellerde farklı oturmalar görülür. Bu farklı oturmalar, temellerin yakın kenarlarında dönmelere neden olur (Şekil 8.2). Bilhassa yumuşak, suya doymuş killerde, bu şekildeki hareketler, zemin içinde silindirik kayma yüzeyleri boyunca kırılmaların ve göçmelerin ortaya çıkmasında başlıca etkindir. Bu durum, temellerin taşıma güçlerinin hesaplanmasında dikkate alınması gereken bir husus olarak düşünülmelidir. Diğer taraftan dörmeye esnasında taban basıncı dağılımı, temellerin D ve E noktalarında max. ve C ve F noktalarında min. olacak şekilde değişir. Bu şartlarda, Fellenius kabulü geçerli olabilir. $\phi = 0$ ve $c = 0$ olan zeminlerdeki bu kabul, daha çok temelin dönmesi şeklinde görülen göçmelerde uygulanır.

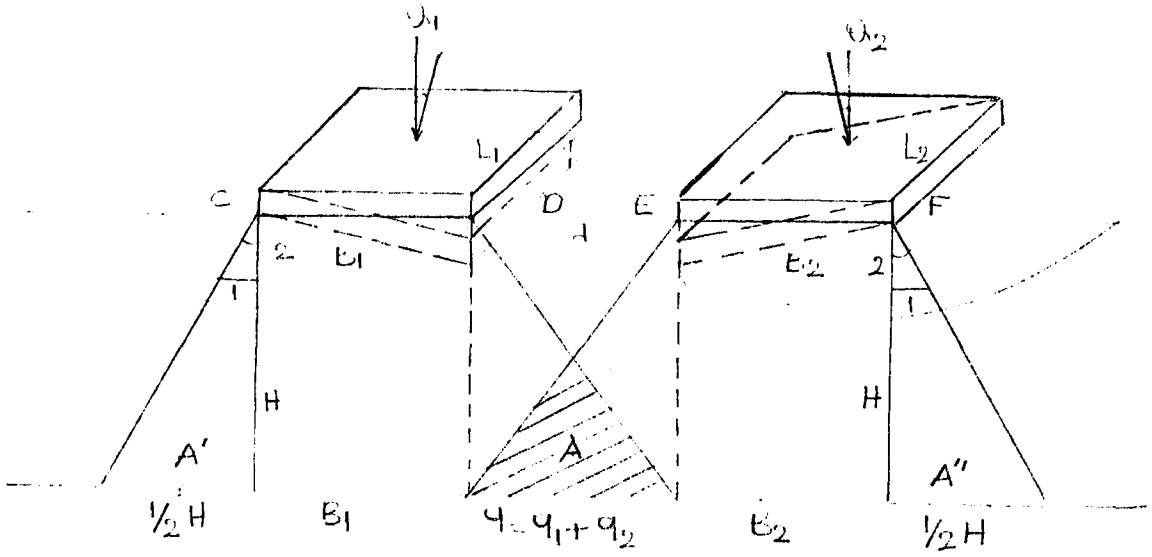
Fellenius zemin içindeki kayma yüzeyini dairesel kabul etmiştir. $\phi = 0$ olan homojen kohezyonlu zeminlerde temelin zemin yüzünde olması halinde taşıma gücü,

$$\sigma_u = 5,53.c \quad (8.23)$$

olarak bulunur.

Fellenius W.(1947), tarafından elde edilen taşıma gücü değeri, Prandtl ve Terzaghi tarafından aynı şartlarda ifade edilen değerlere oldukça yakındır.

Prandtl ve Terzaghi kabulleri ile bulunan toplam taşıma gücü değerlerinden emniyetli taşıma gücüne geçişte hareketin tek yönlü olabileceği gözönünde bulundurularak, geçerli olan güvenlik sayısı arttırılarak kullanılmalıdır.



Şekil 8.6. Komşu temeller arasındaki mesafe azlığı durumunda gerilme yayılımı.

$$q_1 = \frac{Q_1}{(B_1 + H)(L_1 + H)} \quad (8.24)$$

$$q_2 = \frac{Q_2}{(B_2 + H)(L_2 + H)} \quad (8.25)$$

$$q_1 = K_1 \cdot \frac{Q_1}{H^2} \quad (8.26)$$

$$q_2 = K_2 \cdot \frac{Q_2}{H^2} \quad (8.27)$$

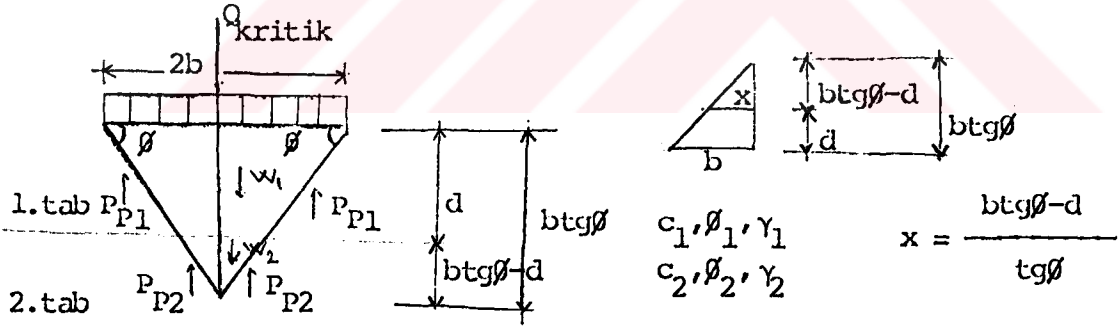
$$q = K_1 \cdot \frac{Q_1}{H^2} + K_2 \cdot \frac{Q_2}{H^2} \quad (8.28)$$

$$A = q_1 + q_2 \quad q_A > q'_A \quad q_A > q''_A \quad (8.29)$$

8.4. İki Tabakalı Zeminlerde Taşıma Gücü

Terzaghi yüzeysel temellerin taşıma gücünü Prandtl denklemlerinin zemin koşullarına uydurulmasıyla tarif etmiştir.

Bu çözüm temel tabanı üzerinde kalan zeminin kayma direncini ihmal ederek gömme derinliğine eşdeğer bir yükü temsil edilebileceğini varsayar. Sert veya sıkı bir zeminde temelin altındaki zemin kaması rijit ve elastik bir durumda kalarak, helezon şekilli radyal kayma bölgesi ve pasif rankine bölgesini dışa doğru itmektedir. Temele Q yükü uygulandığında altındaki zeminle birinci bölgede $\beta = \phi$ lik elastik bir kama (pürüzlü taban); ikinci bölgede logaritmik helezon şekilli bir radyal makaslanma bölgesi; üçüncü bölgede ise bir pasif plastik denge durumu oluşmaktadır.⁽³⁾



Şekil 8.7. Taşıma Gücünde Etkenler

Düşey yönde kuvvetlerin toplamı alınırsa;

$$|\Sigma F_y| = 0$$

$Q_{\text{kritik}} + 1.\text{tabaka zemin ağırlığı} + 2.\text{tabaka zemin ağırlığı} + 1.\text{tabaka pasif toprak basıncı} + 2.\text{tabaka pasif toprak basıncı} + 1.\text{tabaka kohezyon kuvveti} + 2.\text{tabaka kohezyon kuvveti} = 0$

$$1.\text{tabaka zemin ağırlığı} = w_1 = \left(b + \frac{b + \text{tg}\varnothing - d}{\text{tg}\varnothing}\right) \cdot d \cdot \gamma_1 \quad (8.30)$$

$$2.\text{tabaka zemin ağırlığı} = w_2 = \frac{(b + \text{tg}\varnothing - d)^2}{\text{tg}\varnothing} \cdot \gamma_2 \quad (8.31)$$

Temelin yüzeyde oturduğu ($\gamma \cdot D_f = 0$) ve kohezyonsuz zemin varsayımıyla pasif toprak direnci

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma d^2 K_p \left(\frac{1}{\sin \alpha \cos \delta} \right) \text{ dir.} \quad (8.32)$$

$$\delta = \varnothing, \quad \alpha = 180^\circ - \varnothing$$

$$P_{p1} = \frac{1}{2} \gamma_1 \cdot d^2 \cdot K_{p1} \cdot \left(\frac{1}{\sin \alpha \cos \delta} \right) = \frac{1}{2} \gamma_2 \cdot (b + \text{tg}\varnothing - d)^2 \cdot K_{p2} \cdot \left(\frac{1}{\sin(180^\circ - \varnothing) \cos \varnothing} \right) \quad (8.33)$$

$$P_{p2} = \frac{1}{2} \gamma_2 \cdot (b + \text{tg}\varnothing - d)^2 \cdot K_{p2} \cdot \left(\frac{1}{\sin \alpha \cos \delta} \right) = \frac{1}{2} \gamma_2 \cdot (b + \text{tg}\varnothing - d)^2 \cdot K_{p2} \cdot \left(\frac{1}{\sin(180^\circ - \varnothing) \cdot \cos \varnothing} \right) \quad (8.34)$$

$$1.\text{tabaka kohezyon kuvveti} = \frac{d}{\sin \varnothing} \cdot c \cdot 2 \quad (8.35)$$

$$2.\text{tabaka kohezyon kuvveti} = \frac{b + \text{tg}\varnothing - d}{\sin \varnothing} \cdot c \cdot 2 \quad (8.36)$$

$$\Sigma F_y = 0 \quad \gamma D_f = 0 \quad c = 0$$

$$Q_{\text{kritik}} = - \left(b + \frac{b + \text{tg}\varnothing - d}{\text{tg}\varnothing}\right) \cdot d \cdot \gamma_1 - \frac{(b + \text{tg}\varnothing - d)^2}{\text{tg}\varnothing} \cdot \gamma_2 + \frac{1}{2} \gamma_1 \cdot d^2 \cdot K_{p1} \cdot \left(\frac{1}{\sin(180^\circ - \varnothing) \cos \varnothing} \right) + \frac{1}{2} \gamma_2 (b + \text{tg}\varnothing - d)^2 \cdot K_{p2} \cdot \left(\frac{1}{\sin(180^\circ - \varnothing) \cdot \cos \varnothing} \right) \quad (8.37)^{(3)}$$

BÖLÜM 9

SONUÇLAR

9.1- Zeminlerde taşıma gücü problemi, temel dolayısıyla zemin üzerine etkiyen yükün arttırılması sonucu zemin içinde kırılma yüzeylerinin meydana gelmesiyle ortaya çıkmıştır. Üzerine yük etkitilecek temel tipi şerit temeldir. Bu tez çalışmasında elastik olduğu farzedilen ve mükemmel olarak da plastik olan yarı belirli kütleli zemin yüzeyindeki tek bir şerit temelin sınır taşıma kapasitesi üzerine çalışılmıştır.

9.2- Bu problemin çözümünde, temel üzerine etkiyen kuvvetin normal kuvvet olduğu, eksenel yüklenildiği ve yükün zeminde plastik akış olana kadar artırıldığı kabul edilmiştir.

9.3- Aynı zamanda zeminde homojen, izotrop ideal bir malzeme olarak kabul edilmiştir. Laboratuarda bu konuda daha önceden yapılan model deneylerde de, yukarıda belirtilen hususun teminine çalışılmıştır.

9.4- Yapılan çeşitli çalışmalarda, temel altındaki zeminde meydana gelen gerilme şartlarının ve hareket eden kütledeki kayma yüzeylerinin farklı kabullere dayanması sonucu taşıma gücünün bulunması için verilen formüller değişik şekillerde ifade edilmiştir.

9.5- Terzaghi temelin kırılma yükünün herbiri özel çözüm ifade eden üç terimin süperpozisyonundan bulunacağını kabul etmiş ve daha sonraki araştırmacılar da bu fikri benimsemiştir. Terzaghi'ye göre taşıma gücü düşey yönde

üniform yayılı yüklenmiş bir şerit temel için

$$q_d = c \cdot N_c + q \cdot N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

formülü ile belirlenir.

- Terzaghi, temelin altındaki zemin kaması ağırlığı,
kayma yüzeyleri boyunca kohezyon kuvvetleri
yatay yöndeki toprak itkisi

belli bir derinlikteki pürüzlü tabana oturan şerit bir temel için taşıma gücü bulmuştur.

9.6- Rankine, formülleri kohezyonsuz zeminler için geçerlidir.

9.7- Bell, Pauker ve Rankine formüllerini kohezyonlu zeminlere tatbik edilecek şekilde düzenlemiştir (Kohezyonsuz).

9.8- Casagrande ve Fadum, sadece kohezyonlu zeminler için aynı ifadeyi düzenlemiştir.

9.9- Prandtl, kırılma yüzeylerinin bir kısmını eğri olarak kabul etmiş ve temel zemininin ağırlıksız olduğunu düşünmüştür. Zeminin plastik durumunda geçerli olan gerilme şartlarının analizine dayanır.

9.10- Krey denklemi kum, kumlu çakıl veya çakıl zeminlerde derin temellerin veya kazıklı temellerin taşıma gücünün bulunmasında kullanılır.

9.11- Ritter, yüklenmiş bir temel altındaki limit denge durumundan ve göçme esnasında meydana gelen kayma yüzeyleri üstündeki sürtünme kuvvetlerinden hareketle, z derinliğindeki bir şerit temel için taşıma gücü bulmuştur.

Kohezyonsuz zeminler için kullanılır. Rankine gerilme şartları geçerlidir.

9.12- Schwedler kohezyonsuz zeminde taşıma gücünü araştırmıştır.

9.13- Zimmermann, ϕ nin küçük değerleri için çok küçük taşıma gücü değerleri elde etmiş ve ϕ değerinin artması ile gerçeğe uymayan mertebelerde taşıma gücü değerleri bulmuştur.

9.14- Fellenius, kayma yüzeyini silindirik kabul etmiştir. $\phi = 0$ olan homojen, kohezyonlu zeminler için bulmuştur. Fellenius tarafından elde edilen taşıma gücü değerleri, Prandtl ve Terzaghi tarafından aynı şartlarda ifade edilen değerlere oldukça yakındır.

9.15- Laboratuvar deneyleri sonuçları için en yaklaşık, uygun değerler Balla tarafından bulunmuş taşıma gücü denklemleridir.

9.16- Sınır denge veya plastik sınır analizi üst sınırlı düzgün ve pürüzlü temeller için uygulanabilir. Çünkü uç model üst sınır mekanizması dönen zemin kütlesi ve pabuç (temel) arasında göreceli bir harekete gereksinim duymaz. Kırılma yüzeyleri kıyaslanıp, çözümleri dikkate alındığında, sınır denge analizi yapılamazken sınır analizi uyumlu üst sınır çözümleri sağlar.

9.17- Slip-line çözümü basit bir model ve bundan dolayıda gerçek bir çözümdür. Slip-line çözümleri burada basit modeller olarak gösterilmiş, tam çözümler olarak sunulmuştur. Ağırlığı olan zeminler ($\gamma > 0$) için slip-line çözümlerinin çoğu tam çözüm olarak gösterilmemiştir. Buna rağmen genelde, en azından düzgün (pürüzsüz) temeller için bu çözümlerin tam çözüm olarak kullanılacağı söylenebilir. Slip-line yöntemi genellikle doğru çözümlerin iyi bir tahminini verdiği kabul edilmesine rağmen, kapalı formdaki çözümler sadece ağırlıksız zeminler için elde edilebilir.

9.18- Kohezyonlu ve ağırlıklı bir zemin üzerine oturan dar temelin taşıma kapasitesi için sınır analiz yönteminin üst sınır tekniği gerçeğe yakın yaklaşık çözümler verir. Analitik çözümler öncelikle pürüzsüz, pürüzlü ve sığ, derin temeller için elde edilir.

9.19- Pürüzsüz-sığ temeller için slip-line çözümleri iyi sonuçlar vermektedir.

9.20- Meyerhof'un çözümleri ve sınır analiz çözümleri pürüzlü-derin temeller için olağanüstü bir şekilde uyumlu olarak bulunmuştur.

9.21- Prandtl mekanizmasına dayalı taşıma kapasitesi hesapları; mükemmel, pürüzlü, orta derecede pürüzlü ve mükemmel pürüzsüz temeller için rijit üst sınırlardır.

9.22- G nin büyük değerleri ve küçük sürtünme esaslı durum için en iyi üst sınır Hill mekanizması kullanılarak elde edilebilir.

9.23- Hilli mekanizması ve Prandtl mekanizması birbirine benzer. Genelde Hill mekanizması düz temeller için daha küçük sınır verirken, Prandtl mekanizması sürtünmeli temeller için daha az üst sınırı verir. Bununla beraber eğer G büyük ve $0 < \lambda < 10^\circ$ ise, Hill mekanizması sürtünmesiz temeller için olduğu kadar sürtünmeli temeller için de Prandtl mekanizmasından daha düşük değerler verir. 15° den büyük ya da buna eşit λ için eğrinin artan kısmı Hill mekanizması ile düz kısmı ise Prandtl mekanizması ile ilişkilidir. 10° den daha küçük λ ler için tüm eğri Hill mekanizmasından elde edilir.

9.24- Taşıma kapasitesinde artan derinlikle sağlanan artış, $G=10$ iken önemlidir. İlave olarak görülebilir ki λ açısı küçüldükçe artan derinliğin taşıma kapasitesi üzerindeki etkisi büyür. $\lambda = 20^\circ$ ve $G = 10$ iken derinlik genişlik oranındaki 0 dan 0.2 artış taşıma kapasitesini

% 40 artırır. Bununla beraber $\ell = 40^\circ$, $G = 10$ iken taşıma kapasitesi yalnızca % 20 kadar artar. Taban sürtünmesinin derin temeller için önemi büyük ölçüde azalmıştır.

9.25- Derinlik arttıkça pürüzlü ve düz temellerin taşıma kapasitelerindeki fark azalır.

9.26- Pürüzlü temellerin taşıma kapasitesi Prandtl mekanizması tarafından gösterilir.

9.27- Düz temeller için Hill mekanizması iki eğri kesişine kadar çalışır. Daha büyük derinlikler için Prandtl mekanizması Hill mekanizmasının verdiğiinden daha küçük üst sınır verir.

9.28- Cox'un kayma çizgisi çözümleri düzgün yüzeysel temeller için iyi sonuç vermektedir.

9.29- Limit analiz sonuçlarını Spencer'in çözülmüş sonuçları ile karşılaştırmak ilgi çekicidir. İki metod kayma çizgisinin çözümlerine biraz daha yakın kalan limit analiz çözümleriyle nerdeyse özdeş sonuçlar verir.

9.30- Tüm hallerde Hill mekanizması, Prandtl mekanizma sinca verilen taşıma kapasitesinin yarısından biraz daha az bir taşıma kapasitesi verir. Diğer bir önemde artan taban sürtünme açısı ℓ ile Hill mekanizmasının taşıma kapasitesindeki hızlı artıştır. Yaklaşık olarak 17° lik bir taban sürtünme açısı, taban ve bitişik zemin arasındaki kaymayı önlemeye yeterlidir ve bu nedenle aslında tamamen pürüzlü taban koşuluna neden olur.

9.31- Ağırlıksız C- ℓ zemin üzerindeki bir yüzeysel temel için, Prandtl ve Hill mekanizmalarının her ikisinde aynı kesin sonucu verir.

9.32- Prandtl 1 olarak tanımlanan ve tez içinde Şekil 4.1 olarak geçen kayma mekanizması ponderable (ağırlıklı) bir zemin için kesin bir çözüm vermez. Bu yüzden kayma

mekanizmasında bir takım değişiklikler yapılmıştır.

9.33- Prandtl mekanizması için daha iyi bir üst sınır Prandtl 2 mekanizması ile elde edilir. Prandtl 2, Prandtl 1 den yalnızca ilave bir rijit gövde bölgesi dahil edilmesiyle değişir. Tez içinde Şekil 5.3 a da gösterilmektedir.

9.34- Pürüzlü temeller için yukarıda sözü edilen Prandtl 2 mekanizmasından elde edilen üst sınırlardan daha iyisini verebilecek Prandtl 3 mekanizması vardır. Bu mekanizmanın temeller için, γ nin 25° den küçük veya eşit tüm değerleri için, Prandtl 1 ve Prandtl 2 mekanizmalarından elde edilenlerden daha iyi üst sınırlar verdiği görülmüştür.

9.35- Limit analiz çözümleri Meyerhof'un pürüzlü temel için çözümleriyle son derece ve Sokolovskii'nin düz temeller için çözümleriyle oldukça benzerlik gösterir. Ancak Hansen ve Christensen'in kayma çizgisi çözümlerini % 50-100 kadar aşmaktadır.

9.36- Pürüzsüz temeller için Sokolovskii'nin kayma çizgisi çözümleri taşıma kapasitesi değerleri Hill mekanizması limit analizi ile elde edilen üst sınırlardan daha büyük olduğu için doğru çözümü gösteremez (Tablo 5.3). $\alpha = 40^\circ$ lik kohezyonsuz zeminde taşınan pürüzlü bir temel için Gorbunov $N_\gamma = 192$ çözümü "Prandtl 1" mekanizmasından elde edilen $N_\gamma = 147$ ve "Prandtl 2" mekanizmasından elde edilen $N_\gamma = 141$ değerlerinden önemli ölçüde büyük olduğundan doğru olamaz.

9.37- Prandtl 1 mekanizmaları α değerleri küçük olduğunda, derin bir temelin taşıma kapasitesi için daha iyi bir üst sınır bulmak için biraz değiştirilirse, değiştirilmiş Prandtl mekanizması diye adlandırılan "Prandtl 4" mekanizması elde edilir. Prandtl 4 mekanizması, Prandtl 1 mekanizmasından be ilave süreksiz kayma çizgisi ile

farklılık gösterir. "Prandtl 4" mekanizması tez içinde Şekil (5.4) de gösterilmektedir.

9.38- Homojen ve izotropik zeminlerin taşıma kapasitesi üzerine yapılmış önceki çalışmalar buradadır. Gerçekte en fazla kullanılan limit analiz metodudur. Daha önemlisi bu yöntem alt ve üst tabakalı üç boyutlu taşıma problemlerinde de kullanılabilir. Burada plastisite denklemlerinin tam çözümleri tamamdır fakat bu çözümler çok basit durumlar içindir. Sınır analiz yönteminin bazı üç boyutlu taş.kapasitesi problemlerine uygulanması daha geniş olarak ele alınabilir.

9.39- Bazı özel durumlarda temelin oturacağı zeminin kalınlığı az olduğundan kırılma yüzeyinin ihmal edilemeyecek bir bölümü özellikleri farklı alt katmandan geçebilir. Bu durumda taşıma gücü iki tabakalı sistem için hesaplanmalıdır. Zeminlerin kayma direnci açısının ihmal edilebilecek kadar küçük ve kırılma yüzeyinin silindirselsel olduğu varsayımıyla N_c değerleri literatürde verilen eğrilerden bulunmaktadır. Eğriler temelin altındaki kilin düşey yönde kayma direnciyle (q_{u1}) yatay yöndeki kayma direncinin (q_{u3}) oranına (K_q) bağlı olarak hesaplanmıştır. Taşıma gücü denklemi $q_d = cN_c S_c d_c + \gamma D_f N_q S_q d_q$ şeklinde yazıldığında N_c katsayısı özel hazırlanmış tablolardan okunacaktır. Yukarıda verilen formülde yerine konularak zeminin çok tabakalı durumu için taşıma gücü bulunur.

9.40- Bölüm 7 de iç sürtünme açısına bağlı olan N_c, N_q, N_γ taşıma kapasitesi faktörlerine değişik değerler verilerek elde edilen sonuçlara göre birtakım eğriler elde edilmiştir. Bu eğriler gözönüne alınarak taşıma gücü konusu üzerine çalışmış bilim adamlarının birbirleri ile olan düşünce hemfikirliliği konusunda bilgimiz olur. N_c, N_q, N_γ taşıma gücü faktörlerinde ϕ açısına büyük değerler verildiğinde taşıma gücünde arttığı görülür.

9.41- Kohezyona bağılı N_c faktöründen elde edilen değer- ve eğrilerden Prandtl, aquot, Buisman'ın ve Rankine-Pauker, Bell, Hogentogler, Terzaghi'nin yaklaşık aynı de-ğerlerde olduğunu görürüz.

9.42- Rankine-Pauker, Bell, Hogentogler-Terzaghi, Ritter N_q taşıma gücü değerleri yaklaşık olarak aynıdır.

9.43- Hogentogler-Terzaghi, Ritter N_γ taşıma kapasitesi değerleri de yaklaşık olarak aynı sayılır.

9.44- Eksenel yük almayan temellerde temelin taşıma gücü hesaplarında faydalı genişlik kavramı getirilmiştir. Buna göre yükü eksenel kılan alan hesaba katılmakta temelin diğer bölümü yok sayılmaktadır. Taşıma gücü R_e düzeltme faktörüyle azaltılarak gerçek taşıma gücü değeri bulunur. Temeller arasındaki mesafenin küçük olması taşıma gücünü olumsuz etkiler. Temellerle zemine aktarılan yükler ve mesafenin küçük olmasından dolayı bu yüklerin zeminde meydana getirdiği gerilme dağılışılarındaki dengesizlik farklı oturmalara sebep olur. Bu durum temellerin yakın kenarlarında dönmelere neden olur ve Fellenius kabulü uygulanarak taşıma gücü değeri bulunur.

KAYNAKLAR

- [1] CHEN, W., "Limit Analysis and Soil Plasticity"
Elsevier Scientific Publishing Company-
1975.
- [2] CAPPER, P.L., CASSIE, W.F., "İnşaat Mühendisliğinde
Zemin Mekaniği", Çeviri: V.Kumbasar-F.Kip.
- [3] ÖNALP, A., "İnşaat Mühendislerine Geoteknik Bilgisi"
Trabzon 1983.
- [4] MEYERHOF, G.G., "Some Recent Research on the Bearing
Capacity of Foundations Can". Geotech. J.,
1(1): 16-26-1961.
- [5] JUMIKIS, A.R., "Soil Mechanics", Rutgers-The State
University New Brunswick, New Jersey.
- [6] TERZAGHI, K., Peck, R.B., Soil Mechanics in
Engineering Practice-Newyork: 1948.
- [7] KUMBASAR V., KİP, F., "Zemin Mekaniği Problemleri",
İstanbul 1985.

ÖZGEÇMİŞ

Arzu SERTER 1965 yılında İstanbul'un Nişantaşı ilçesinde doğdu. İlk, orta, lise tahsilini İstanbul'da tamamladı.

1983-1984 Öğretim yılında girdiği İstanbul Teknik Üniversitesi'nin İnşaat Mühendisliği Bölümü'nü 1987 yılında bitirdi. Aynı yıl İ.T.Ü. İnşaat Mühendisliği Yüksek Lisans Öğrenimine başladı.

Halen özel bir şirkette İnşaat Mühendisi olarak çalışmakta.